

博士論文

長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の性能照査
に関する研究

Study on performance verification in steel superstructure for seismic retrofit
design of long-span cable-supported bridges

山 本 泰 幹

論文要旨

本研究の目的は、大規模地震時における長大吊形式橋梁の鋼上部構造の損傷を解析で精度良く推定して、目標とする耐震性能を照査する手法を提案することである。他のトラス橋や吊橋の検討例と比べて塑性化した部材の損傷程度が大きい鋼上部構造の耐震性能照査を扱うことが特徴の1つであり、本研究の性能照査手法は、今後発生が想定される巨大地震の耐震補強設計にも活用できるものである。

本研究で対象とする長大吊形式橋梁の大規模地震時における耐震性能は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の耐震性能2（地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能）としている。具体的には、損傷箇所とその状態によって恒久的な補修に時間を要することを許容するが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能となることを目標としている。

大規模地震時の性能を実大模型を用いた実験によって検証することが難しい長大吊形式橋梁の鋼上部構造の耐震性能照査において、いかにして性能設計の説明責任を果たすかが本性能照査で扱う課題である。長大吊形式橋梁の鋼上部構造に対し、地震時挙動を解析で精度良く再現して耐震性能を照査する鋼上部構造の性能照査手法を提案し、3つの長大吊形式橋梁を対象にその有効性を検証した。

具体的には、橋梁全体系のはりモデルの複合非線形動的解析とプッシュオーバー解析、および3次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱い、塑性化した構造部材の損傷を評価した。主桁のように地震時の挙動が複雑で幾何学的非線形性の影響も大きい構造部材の静的なプッシュオーバー解析の荷重は、着目する部位に大きな損傷を生じさせる時刻の慣性力分布を正負交番载荷して、複合非線形動的解析の損傷分布と比較し、両者の解析結果の整合性を確保する手法を提示した。

また、3橋とも地震計の多点観測をしている。動的解析結果の信頼性は、複合非線形解析コードの解の比較だけでなく、実橋で多点観測された長周期地震記録を用いて実挙動の再現性を検討し、大規模地震時の橋の挙動をより精度良く推定した。

鋼上部構造の耐震性能照査について、性能目標と限界状態の設定、動的解析の応答値の検証、大規模地震時の許容できない損傷の抽出、地震時の挙動が複雑な構造部位に対するプッシュオーバー解析の地震荷重の正負交番载荷の作用方法、3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析より得られた損傷形態と損傷程度、および地震後の復旧作業等を加味した対策箇所の選定と対策方法立案に至るまで、統合的に検証を行い、対策を施した主桁は、橋としての目標とする耐震性能が確保できると結論付けた。

これらの包括的な技術検討の結果、提案する大規模地震時の長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の性能照査手法は、有効に性能評価の結論を導くことができることを示した。

Study on performance verification in steel superstructure for seismic retrofit design of long-span cable-supported bridges

Abstract

The purpose of this study is to propose a method which accurately reproduces the damages to steel superstructures during large-scale earthquakes by analysis and which verifies their targeted seismic performance.

Steel superstructures of long-span cable-supported bridges respond to seismic motions in a complex manner. However, it is difficult to use full-scale models to verify their performance during large-scale earthquakes. In performance-based design, therefore, a comprehensive technology is required to set performance requirements and to show that they can be satisfied through rational structural analysis. It is necessary to explicitly indicate not only the damage locations by level-2 seismic motions, but also the mode and degrees of the damages, and based on these results, to present which seismic retrofit structure should be selected or whether the damages would be allowed or not. How to account for the performance-based design in seismic performance verification of long-span cable-supported bridges is a theme of this paper.

The method discussed in this study will execute in a unified manner a complex non-linear dynamic analysis of the entire structural system of bridge and pushover analysis using 3-dimensional shell elements of the superstructure in order to accurately reproduce the seismic behavior of bridges during large-scale earthquakes and verify the damages of steel superstructures in regard to the targeted seismic performance.

Specifically, the following issues were examined.

- 1) The method proposed is able to accurately reproduce dynamic analysis response values by not only analyzing solution comparison between analysis codes, but also using seismograph records (long-period element of wave included).
- 2) It shows a method of applying loads by reversed cyclic loading for steel superstructure in pushover analysis.
- 3) It is able to verify seismic performance (safety performance, restoration performance, transportation performance) of steel superstructure plasticized members.

The environment of construction site, structure and scale, seismic behavior, expected damage and seismic retrofit method vary with each long-span cable-

supported bridge. From a viewpoint of keeping the quality of infrastructure at a consistent level, the verification method that satisfies the targeted seismic performance in this study can be applied to the seismic retrofit design for steel superstructure of numerous existing long-span cable-supported bridges.

This study provides useful knowledge of performance verification in seismic retrofit design for steel superstructure in future bridge designs.

目 次

	page
第1章 序論	
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 既往の研究	5
1.2.1 長大吊形式橋梁の耐震設計の変遷	5
1.2.2 長大吊形式橋梁の性能照査型耐震補強設計の課題	11
1.3 本論文の構成	14
第1章の参考文献	17
第2章 長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の性能照査手法	
2.1 概要	21
2.2 目標とする耐震性能と限界状態	26
2.3 地震時の挙動が複雑な構造部位のプッシュオーバー解析に関する既往の研究	28
2.4 地震時挙動を解析で精度良く再現して鋼上部構造の耐震性能を照査する性能 照査手法	30
第2章の参考文献	35
第3章 動的解析応答値の再現性の検討	
3.1 概要	39
3.2 実橋で観測された地震記録を用いた動的解析応答値の再現性に関する既往の 研究	41
3.3 3橋梁における地震観測状況と耐震設計モデル	43
3.3.1 検討対象橋梁	43
3.3.2 地震計の多点観測状況と長周期地震記録	46
3.3.3 耐震設計の動的解析モデル	51
3.4 実橋の多点観測記録に基づく動的解析応答値の再現性の検討	54
3.4.1 固有振動特性の推定と再現性	54
3.4.2 加速度応答の再現性	63
3.4.3 リンク部の摩擦の影響	78
3.5 異なる複合非線形解析コードを用いた解の比較検討	81
3.5.1 検討方法	81
3.5.2 地震応答値の比較	86
3.5.3 比較検証結果	91
3.6 まとめ	92
第3章の参考文献	94

第4章 動的解析結果による耐震性能照査	
4.1 概要	99
4.2 橋梁の各構造部位の損傷レベル	99
4.3 レベル2地震動による動的解析結果に基づく耐震性能評価	102
4.3.1 損傷の推定と耐震性向上検討	102
4.3.2 より詳細な耐震性能照査が必要な構造部位の抽出	108
4.4 まとめ	110
第4章の参考文献	111
第5章 地震時の挙動が複雑な構造部位の耐震性能照査	
5.1 概要	113
5.2 プッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法の検討	115
5.2.1 プッシュオーバー解析の地震荷重の作用方法	115
5.2.2 主桁に作用させる慣性力分布	116
5.2.3 地震荷重の正負交番載荷方法の検討	119
5.3 主桁に3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析モデル	126
5.3.1 下路床桁に生じる損傷範囲の推定	126
5.3.2 3次元シェル要素による主桁のモデル化	128
5.4 3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析結果の評価	131
5.4.1 下路床桁に生じる損傷状況	131
5.4.2 塑性化した下弦材の損傷評価	137
5.4.3 下弦材の耐震性向上構造	139
5.4.4 補強に伴う損傷箇所の転移の確認	144
5.4.5 地震後の下路床桁の輸送機能の確認と桁端部の補強構造	147
5.4.6 大規模地震時における鋼上部構造の耐震性能照査手法に基づく性能評価	152
5.5 まとめ	154
第5章の参考文献	155
第6章 結論	159
付録1 長大吊形式3橋梁における耐震性向上対策	167
付録2 鋼製主塔の耐震性能照査	183
付録3 補強後の動的解析応答値の確認	199
謝辞	205

第1章 序論

1. 1 本研究の背景と目的

日本列島は、複数のプレート境界に位置し、マグニチュード6以上の大地震の20%が集中する世界有数の地震多発地帯を抱えている。1980年代から90年代にかけて、日本に世界トップクラスの長大吊形式橋梁が数多く建設された。人の移動や物流の動脈として社会基盤の重要な役割を果たしているが、1995年の兵庫県南部地震では幾つかの長大吊構造系橋梁も直下型地震の洗礼を受けた。

2005年3月に国土交通省より、新潟県中越地震の発生や東海、東南海・南海地震、首都直下地震等の大規模地震の逼迫性が指摘されていること等を踏まえ、「道路、新幹線の橋梁の耐震補強の推進について」が記者発表され、各機関において、被災時の円滑な救急・救援活動や緊急物資の輸送、復旧活動の支援等において重要な役割を果たす緊急輸送道路の橋梁について、「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」を策定し、緊急輸送路としての機能を確保するための耐震性向上対策が優先して行われている。

2011年3月11日には、我が国における観測史上最大の東北地方太平洋沖地震が発生した¹⁾。近い将来に南海トラフ沿いでプレート境界型の大規模な地震の発生も予想されており、近年、内閣府中央防災会議の政府関係機関から東海・東南海・南海地震および日向灘地震の震源域が連動する場合の最大クラスの巨大・津波に対する建物・人的被害、施設、および経済的な被害想定が公表されている^{2)~4)}。

我が国における道路橋の新築、改築における技術基準である道路橋示方書は、1996年に兵庫県南部地震での被災経験を踏まえて、主に耐震設計関連の改定が行われた⁵⁾。

設計上考慮すべき地震動として、それまでも考慮されていたプレート境界の大規模地震に加えて、供用期間中に発生する確率は低いが当該地点において考えられる最大級の強度をもつ地震動(以降レベル2地震動と呼ぶ)を考慮することが規定された。

設計法も各構造部材の強度を向上させると同時に、変形性能を高めて橋全体系としてねばり強く地震に耐える構造を目指し、橋脚、基礎、支承等の各構造部材に地震時保有水平耐力法が適用されることになった。この橋全体に対する本格的なじん性設計法の導入とともに、非線形動的解析を活用した性能照査が本格的に採用された⁶⁾。

また、2002年には、国際化への対応、多様化への対応、コスト縮減・維持管理負担の軽減等を目的とした性能規定の概念の導入が図られた⁷⁾。この性能規定型の技術基準への転換によって、技術的基準への適合性は、本来必要な性能が満足するか否かという観点から行われるべきであるとの姿勢が明確となったが、周知のとおり、道路橋示方書では中央径間 200m 以下の一般的な橋梁を適用の範囲としている。

2012 年の改定では、前回改定以降の調査研究成果や東北地方太平洋沖地震をはじめとする近年の地震による道路橋の被災事例の分析等を踏まえて規定の見直し等が行われた⁸⁾。道路橋示方書において要求される性能を明確にするために、地震の影響を受ける部材に求められる基本事項が明示された⁹⁾。レベル 2 地震動に対する長大吊形式橋梁の耐震補強設計においては一般的な橋梁よりも自由度が増えるが、目標とする耐震性能を満たす性能設計の具体的な方法は示されていない。性能設計では、性能目標を定め、これを合理性のある構造解析によって達成できることを示す包括的な技術が求められる¹⁰⁾。

本研究で対象とする長大吊形式橋梁のレベル 2 地震動に対する耐震性能は、道路橋示方書 V 耐震設計編の耐震性能 2「地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能」とした。具体的には、兵庫県南部地震の被災例を参考にして、損傷箇所とその状態によって恒久的な補修に時間を要することを許容するが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能となることを目標としている。

この耐震性能の目標が達成できることを示すためには、レベル 2 地震動によってどこに損傷が生じ、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、その結果に基づいてどのような耐震補強構造を選定するか、または損傷を許容するか、それらをどのように判断したか、さらに対策を施した橋の輸送機能が確保されていることも示す必要がある。

長大吊形式橋梁の耐震性能評価は、地震時の性能を実際の構造物や実大模型を用いた実験によって検証することが難しいため、動的解析モデルを用いて、どの部位に損傷が生じるかを推定する必要がある。兵庫県南部地震を契機にして、耐震設計において避けて通れなくなった非線形動的解析であるが、線形動的解析に比較して、技術者や解析のモデル化によって得られる解に設計上無視できないような差が生じることが指摘されている¹¹⁾。非線形動的解析結果に生じるばらつきをできるだけ少なくし、公

共構造物である道路橋の品質を一定に保とうという検討も行われている¹¹⁾⁻¹⁴⁾。

本研究で対象とする長大吊形式橋梁の横浜ベイブリッジ(1989)とレインボーブリッジ(1993)および鶴見つばさ橋(1994)は、建設後から地震計の多点同時観測が行われている。2004年10月23日に発生した潟県中越地震(M6.8)では、首都圏において地震動の長周期成分が強く生成され、長周期構造物である横浜ベイブリッジとレインボーブリッジおよび鶴見つばさ橋の振動も励起させている。3橋梁とも固有振動特性は、固有周期だけでなく、複数の固有振動モード形を推定することができる。

そこで、3橋梁の非線形動的解析は、実橋で観測された地震記録を用いて、橋梁の固有振動特性を推定し、その固有振動特性を耐震設計に用いる動的解析モデルによって再現できるかを検証した。また、実橋の地震観測記録を用いて橋梁の各部で観測された加速度応答を、動的解析モデルによってどの程度再現できるかについて検討し、動的解析モデルによって、どの部位に損傷が生じるか推定した。

長大吊形式橋梁に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象が生じる。そのため、各構造部位に生じる損傷の連鎖現象を考慮して、目標とする耐震性能を確保するために、許容できる損傷と許容できない損傷を分類した。許容できない損傷に対して耐震性能を向上するが、非線形動的解析の結果では損傷評価が難しい構造部位もある。

3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁は、上層は鋼箱桁、下層は鋼トラス形式のダブルデッキ構造である。橋梁全体系を対象とした非線形動的解析の結果では、橋軸直角方向から作用するレベル2地震動によって、下層の下弦材を含む下路床桁の一部に塑性化が生じるが、断面力のほとんどを負担する上路箱桁の地震応答は弾性域にとどまるため、下路床桁の一部が塑性化しても落橋や倒壊は生じない¹⁵⁾。しかし、ダブルデッキ構造の下層に位置する下弦材を含む下路床桁に生じる損傷は、一般交通に与える影響と補強も視野に入れて、より詳細に耐震性能照査を行う必要があると判断した。

動的解析モデルでは損傷評価が難しい構造部位にどのような損傷が生じるかを明らかにする必要があったので、耐震性能の目標が達成できるか、材料非線形性だけでなく幾何学的非線形性を同時に考慮できる3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析によって、より詳細な検討を行った。そして、損傷が生じると予想された部材を構成する板の変形状態を求めて、損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、耐震性

能評価と対策方法をまとめた。

このように，本研究では，長大吊形式橋梁の実橋におけるレベル 2 地震時の地震時挙動を精度良く再現する耐震解析から解析結果に基づく鋼上部構造の耐震性能評価と対策方法立案に至るまで，鋼上部構造の性能照査手法を具体的に示して，地震時の性能を実際の構造物や実大模型を用いた実験によって検証することが難しい橋梁構造に対しても性能設計の一つの方向性を示す。

1. 2 既往の研究

1. 2. 1 長大吊形式橋梁の耐震設計の変遷

横浜ベイブリッジ、レインボブリッジ、および鶴見つばさ橋の建設時の耐震設計は、地震時の応答特性が複雑となるため動的解析を用いて、線形化有限変位解析の動的解析結果を設計に反映し、動的解析結果そのものを耐震設計に用いている。設計地震動は、工事着手前の架橋地点において、設計地震動の設定と軟弱な表層地盤の地震時挙動の解明を目的に鉛直アレー地震観測が行われており、その地震観測の成果に基づいて定められている¹⁶⁾。

横浜ベイブリッジとレインボブリッジでは、耐震設計に直接用いることができるような大きな地震動は観測されていないので、工学的基盤面上で観測された地震動の規準化加速度応答スペクトルを求め、それに地震危険度解析によって得られた工学的基盤面上の最大加速度を乗じて設計地震動を定めている^{17)~19)}。なお、鶴見つばさ橋の設計地震動もこれらの地震観測記録を参考に定められている。

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋が甚大な被害を受けた。土木学会は、1995 年の兵庫県南部地震の直後に、「耐震基準等基本問題検討会議」を組織して、今後の土木構造物の耐震性と設計法の在り方について検討を行い、第 1 次提言と第 2 次提言において、土木構造物の耐震設計法の基本方針として、レベル 1 とレベル 2 の強さの異なる地震動を想定するいわゆる 2 段階設計法、ならびに耐震性能照査を提唱している。その提言の中で「構造物が保有すべき耐震性能、すなわち想定された地震動強さの下での被害状態は、その構造物の重要度と地震動強さの発生頻度を考慮して決定すべきである」と述べており、性能設計の考え方が唱われている²⁰⁾。

道路橋示方書 V 耐震設計編は、1995 年の兵庫県南部地震以降、設計想定地震の考え方、構造物の応答、耐荷力および変形性能の評価法、さらには構造全体系の安全性の評価や復旧性の観点等から見直しが行われ、技術の進展を反映したものに改訂されている。また同時に性能規定型の耐震設計の考え方が導入され、より合理的なものへと発展してきている。

1996 年の道路橋示方書 V 耐震設計編の改訂では、設計上考慮すべき地震動として、兵庫県南部地震のようなマグニチュード 7 級の内陸型地震による地震動が追加された。また、橋脚や基礎等の設計法については、従来の震度法という耐震設計法に加えて、

橋全体系として変形性能を向上させ、耐震性を高めるため、構造物に損傷が生じ、破壊に至るといふことまでを考慮して耐震設計する地震時保有水平耐力法による設計の考え方が導入された。さらに、地震時の挙動が複雑で、地震時保有水平耐力法による耐震設計法の適用性が限定される橋については、動的解析結果に基づいて適切に耐震設計するものとされた⁹⁾。

2002 年の道路橋示方書 V 耐震設計編では、国際化や多様な構造・工法等への柔軟な対応を可能とする性能規定型の技術基準を目指して改定された^{7),10)}。橋の耐震設計で目標とする耐震性能は、耐震設計上の安全性、供用性、修復性の観点から、橋全体系の挙動を踏まえ、以下の耐震性能 1～3 が定義されている。

耐震性能 1：地震によって橋としての健全性を損なわない性能。

耐震性能 2：地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかに行い得る性能。

耐震性能 3：地震による損傷が橋として致命的とならない性能。

耐震設計で考慮する地震動は、再現期間が設計耐用期間中に発生する確率が高いレベル 1 地震動と、供用期間中に発生確率は低いが大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮することとなった。道路橋示方書 V 耐震設計編では、レベル 2 地震動を、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ I の地震動、および内陸型直下地震を想定したタイプ II 地震動の 2 種類に分類している。

2002 年の改定以降、2004 年新潟県中越地震(M6.8)、2007 年新潟県中越沖地震(M6.8)、2008 年岩手宮城県内陸地震(M7.2)等、道路橋に被害を及ぼす大地震が発生した⁹⁾。さらに 2011 年には、我が国における観測史上最大の東北地方太平洋沖地震(M9.0)が発生した。高速道路は、東北地方から首都圏にかけて広い範囲で、路面亀裂、段差発生等の損傷が各地で発生した。橋梁構造物に関しては、支承やジョイント部の損傷が多数の橋梁で発生した。また津波による橋桁の流出が多数生じたことで道路網の寸断を招いたが、兵庫県南部地震のような、落橋や倒壊等の大規模な損傷はなかった¹⁾。2016 年には熊本地震(M7.3)が発生した。ロッキング橋脚を有する跨道橋等の一部の橋梁を除いて、落橋や倒壊等で落橋等の致命的な被害が生じていない^{21),22)}。

これらの地震では、被災経験を踏まえて順次導入されている道路橋示方書における耐震性向上策や既設橋に対する耐震補強の実施が、道路橋の被災軽減に一定の効果を上げている^{22),23)}。一方、熊本地震では、熊本県内、大分県内の震度 6 弱以上を観測した地域において、速やかに機能を回復するという目標を達成できなかった橋が 10 数橋

あり、今後、緊急輸送道路等の重要な橋について、被災後速やかに機能を回復するための耐震補強が課題とされている^{21),22)}。

2012年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の改訂では、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動が見直された。タイプⅠ地震動の固有周期5秒までの標準加速度応答スペクトルは、1923年関東地震(M7.9)において東京周辺で生じた地震動を、近年得られた強震記録および回帰分析法の改良によって高度化された距離減衰式を用いて推定した結果に基づき、工学的判断を加えて定めている⁹⁾。その際、東海地震、東南海地震、南海地震等のプレート境界型の大規模な地震の影響が強いことから、このような地震の影響が東京周辺よりも大きい地域に対しては、1.2の地域別補正係数を設定している⁹⁾。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には2012年版と2017年の改定においても^{9),24)}、長大吊形式橋梁のような固有周期5秒以上の周期の長い橋にも適用できる標準加速度応答スペクトルは示されていない。

長大橋の被災事例は、1995年の兵庫県南部地震において、東神戸大橋、六甲大橋、天保山大橋、および摩耶大橋の斜張橋が史上初めて大きな被害を受けた。兵庫県南部地震以降に、レベル2地震動に対する耐震設計がなされて建設された斜張橋では、主桁とケーブルの耐震設計については塑性化を許容する事例は見られない。塔の耐震設計については鋼製およびコンクリート製ともに塑性化を許容する事例と許容しない事例に別れ、H型塔では水平材の塑性化を許容する事例がある²⁵⁾。

一方、レベル2地震動に対する耐震補強設計においては、一般に、建設時の設計で想定された範囲を超える地震荷重を対象としているため、耐震性能2に対して塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に損傷を許容する必要がある。塑性化を考慮する部材は、確実にエネルギー吸収を図ることができ、速やかに修復を行うことが可能な部材が選定される²⁵⁾。

耐震設計において性能目標が達成できることを示すためには、再現性を検証した動的解析モデルを用いることが前提となる。耐震設計で用いる動的解析の地震応答に対する妥当性について、阪神高速道路湾岸線に架かる長大トラス橋の港大橋では、耐震補強に用いる非線形動的解析コードの信頼性を確認するために2つの解析コードで動的解析（微小変位、材料非線形）を行い、両者がほぼ同じ結果を与えることを確認している²⁶⁾。港大橋は、床組免震と制振ブレースによる免震・制振技術を積極的に取り込んだ損傷制御設計の考え方を採用した補強を行って2008年に工事が完了している。

首都高速道路の高速湾岸線に架かる横浜ベイブリッジ、鶴見つばさ橋、および高速12号台場線に架かるレインボーブリッジのレベル2地震動に対する耐震性向上工事は、本研究の耐震性能評価に基づいて補強設計が行われ、それぞれ、2009年3月、2008年3月、2010年3月に工事が完了している^{27)~31)}。

首都高速道路や阪神高速道路の長大橋では、耐震性評価に用いるレベル2地震動として、架橋地点と橋梁構造物の固有振動特性を考慮したシナリオ型地震による入力地震動を耐震補強検討に用いている^{15),16)}。

首都圏周辺で発生するプレート境界型の巨大地震は、伊豆半島の東側の相模湾から房総半島の沖合にかけてのフィリピン海プレートが、日本列島側の北米プレートの下に沈み込んでいる境界に形成されている相模トラフ沿いで発生している。古文書によると、近年発生した地震は、1923年大正関東地震、1703年元禄関東地震、1293年永仁関東地震の3つが知られている³²⁾。

最近のM8クラスの関東地震は200年から400年の間で発生している。河岸段丘の調査によると、大きな隆起を示す地殻変動が過去約7千年間に約2千年から3千年間隔で4回発生しており、その最後のものが1703年元禄関東地震によるものである。1923年大正関東地震から既に90年以上経過していることから、今後100年先頃には地震発生の可能性が高くなっている³²⁾。内閣府中央防災会議の首都圏直下地震モデル検討会「首都直下のM7クラスの地震及び相模トラフ沿いのM8クラスの地震等の震源断層モデルと損度分布・津波高等に関する報告書(2013)」において³²⁾、防災対策の検討対象とすべき相模トラフ沿いのプレート境界に発生するM8クラスの地震として、1923年大正関東地震を考慮することが適切とされている。

本研究においても、1923年大正関東地震の震源モデルを基本に3橋梁の地震応答に大きな影響を与える震源断層解を考慮した¹⁶⁾。具体的には、関東地震の震源を基本としたが、各橋梁に影響を与えやすいように、最新の地震学の知見から発生がありうると考えられる範囲で、各橋梁の固有周期と同じ長周期成分を多く含むように、断層の大きくずれる位置、その大きさ等を調整して地震動を作成した。各橋梁の入力地震動を作成した結果、相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界付近で発生がありうると思えるM8クラスの大正関東地震タイプの地震のうち、各橋梁に対して最も影響を与えやすい地震動となっている。

首都圏の内陸直下で発生する地震は、過去、元禄関東地震および大正関東地震の前

に M7 クラスの地震が複数回発生している。今後 M8 クラスの大正関東地震タイプの地震が発生するまでの間に、M7 クラスに内陸直下の地震が複数回発生する可能性がある³²⁾。しかし、具体的な地震を想定するほどの情報がないので、既往最大規範の考えに基づいて、1995 年兵庫県南部地震で観測されたタイプ II 地震動とした¹⁵⁾。

本州四国連絡橋では、内陸直下型地震（JMA 神戸基盤変換波）に対し、2003 年より吊橋の大鳴門大橋のアンカレイジ上屋の道路橋桁橋脚の炭素繊維巻立補強や、トラス橋の因島大橋東高架橋の鋼製支承から免震支承への交換、および橋脚柱部の炭素繊維巻立補強が行われている^{33),34)}。また、中央防災会議等の地震情報をもとに東南海・南海地震等のプレート境界型地震、および内陸直下型地震を想定した検討が行われている^{34)~36)}。2013 年度より瀬戸大橋の耐震補強工事に本格的に着手し、下津井瀬戸大橋、櫃石島高架橋、与島橋、南北備讃瀬戸大橋、および番の州高架橋で橋脚の繊維巻立て補強や支承補完構造等を施工している^{37)~42)}。他の橋梁についても 2017 年度中に耐震補強を実施していくとされている（本州四国連絡高速道路株式会社ホームページ、http://www.jb-honshi.co.jp/corp_index/technology/maintenance/maintenance_forsafety.html, 2017.8）。

海外において、米国では 1971 年に起こったサンフェルナンド地震を境として、橋梁の耐震設計が大きく変わった⁴³⁾。サンフェルナンド地震以前の AASHTO には、静的に水平力を載荷する耐震設計手法が規定されていたが、設計震度は 0.02~0.06 と、我が国のほぼ 3 分の 1 の震度しか採られていなかった⁴⁴⁾。地震後の 1973 年には、カリフォルニア州交通局（CALTRAN）が、活断層との関係、地盤の地震時特性、および構造物の動的応答特性を考慮する技術基準をまとめた。

1975 年には、AASHTO が 1973 年のカリフォルニア州交通局の基準を修正し、米国の全域に適用できるようにした暫定基準を通知した。その後、暫定基準による試設計を実施し、さらに諸外国の耐震設計基準を参考にして、1983 年に“Guide Specifications for Design of Highway Bridges”という形で道路橋に関する耐震設計基準がまとめられた。

また、1981 年にカリフォルニア構造技術者協会（SEAOC）の Applied Technical Council（ATC）から道路橋耐震設計指針（ATC-6）が出されており、1983 年の AASHTO 示方書にも採用されている。ATC-6 の加速度係数は、その後 1988 年の U.S. Geological Survey による 50 年間非超過確率 90% の加速度図により、より細密で、かつ大きい値に変更され、1992 年の AASHTO 示方書に採用された⁴⁵⁾。

1983 年に道路橋の耐震補強の指針が出され、1995 年にはその改訂版が出ている。改

訂版には、AASHTO 示方書と同様に耐震補強設計に使われている加速度係数も細密な新しいものが使われている⁴⁶⁾。

この間、1989 年にはサンフランシスコでロマプリエタ地震が発生し、1937 年完成したゴールデンゲート橋の基礎、アンカレイジハウス、既設橋桁等の耐震補強工事が実施された。ゴールデンゲート橋の耐震補強は、サンドレアス断層、マグニチュード 8 級の地震を想定し、地震後すぐに緊急車両の通行、数日でバス等の公共交通の通行再開、1 か月以内の一般車両も含めた交通完全開放を前提とした耐震設計が行われている^{46)~49)}。この耐震設計の考え方は、橋の耐震設計で目標とする耐震性能を明確にした性能設計の概念を取り入れたものといえる。

米国連邦道路庁(FHWA)の橋長 150m 以下の一般橋梁を対象とした道路設計に対する耐震補強マニュアル(2006)では、膨大な数の橋が存在するため、橋の残存サービス期間と地震動レベルに応じて、橋が有すべき性能目標レベルが分けられている。耐震性判定や耐震補強が不要というレベルから、詳細な耐震性判定を行いきちんと耐震補強するレベルまで大きな幅が設けられて初期スクリーニングを重要視している^{10),50)}。

1. 2. 2 長大吊形式橋梁の性能照査型耐震補強設計の課題

本研究で対象とする長大吊形式橋梁のレベル 2 地震動に対する耐震性能は、損傷箇所とその状態によって恒久的な補修に時間を要することを許容するが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能となることを目標としている。

この目標とする耐震性能に対して、長大吊形式橋梁の大規模地震時の鋼上部構造の性能を、実大模型を用いた実験によって検証することは難しいため、非線形性の大きい領域での実際の橋の挙動を解析で精度良く再現し、部材の損傷形態と損傷程度を推定して、橋梁の安全性、供用性、修復性を把握することが必要になる。

長大橋の耐震補強は、その規模が大きくなる可能性がある一方で、長大橋の特性を考慮した合理的な耐震性能照査や補強設計法を一般化したマニュアル等は存在しないのが現状である。

これまでに数多く建設された長大吊形式橋梁の鋼上部構造の耐震補強設計においても、本研究で取り扱う課題と同様、目標とする耐震性能を達成する際の非線形性の大きい領域での実際の橋の挙動の推定と、塑性化した鋼上部構造部材の損傷評価という、性能設計における説明責任を果たす上での課題に直面している。

ISO9001 では、設計検証や妥当性の確認において客観的な証拠を提示することが求められている。しかし、自動車等のようにその性能を実際の構造物や実大模型を用いた実験によって検証することができる構造物と異なり、自然からの作用が大きい土木構造物や建築構造物は、実証的な検証を行いにくい。

世界最大の震動台 E-defense を用いて現基準で設計された RC 橋脚が兵庫県南部地震の地震動に対して設計上の余裕を確保できていることが検証されているものの⁵¹⁾、長大吊形式橋梁は、非線形動的解析によって得られた応答値が実際の挙動をどの程度精度良く再現できているかはわからないのが実状である。

そのため、本研究では、実橋で観測された地震記録を用いて、橋梁の固有振動特性を推定し、その固有振動特性、および橋梁の各部で観測された加速度応答を、耐震設計に用いる動的解析モデルによってどの程度再現できるかを検証する必要がある。

また、地震時の挙動が複雑な構造物では、動的解析より得られる地震応答の慣性力分布と正負交番載荷の影響を考慮しながら静的なプッシュオーバー解析の地震荷重を

モデル化しないと、動的解析結果とプッシュオーバー解析結果が整合しなくなる。そのため、動的解析結果と整合性するようにプッシュオーバー解析の荷重の作用方法を検討する必要もあった。

このように、耐震性能の目標が達成できることを示すためには、レベル 2 地震動に対して、合理性のある構造解析によって、鋼上部構造のどこに損傷が生じ、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、その結果に基づいてどのような耐震補強構造を選定するか、または損傷を許容するか、それらをどのように判断したか、さらに対策を施した橋の輸送機能が確保されていることも示す必要がある。大規模地震時の性能を実大模型を用いた実験によって検証することが難しい長大吊構造系橋梁の鋼上部構造の耐震性能評価において、いかにして性能設計の説明責任を果たすかが、本研究で扱う課題である。

本研究の目的は、大規模地震時における長大吊形式橋梁の鋼上部構造の損傷を解析で精度良く推定して、目標とする耐震性能を照査する手法を提案することである。本性能照査では、大規模地震時の鋼上部構造の耐震性能について、他のトラス橋や吊橋の検討例と比べて^{37),52),53)}、比較的大きな損傷まで扱う。

目標とする耐震性能に対し、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と 3 次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱い、塑性化した鋼上部構造部材の損傷を評価する^{54),55)}。静的なプッシュオーバー解析の地震荷重は正負交番載荷して、複合非線形動的解析の損傷分布と整合性がとれるようにする。また、動的解析結果の信頼性は、解析コードの解の比較だけでなく⁵⁶⁾、実橋で多点同時観測された長周期地震記録を用いて実挙動の再現性を検討し⁵⁷⁾、大規模地震時の橋の挙動をより精度良く推定する。

具体的には下記の課題を検討する必要があると考えられる。

- 1) 大規模地震時の動的解析応答値の再現性
- 2) 鋼上部構造のプッシュオーバー解析の地震荷重の正負交番載荷の作用方法
- 3) 塑性化した鋼上部構造部材の耐震性能評価（安全性、修復性、供用性）

本研究では、長大吊形式橋梁の鋼上部構造を対象に、動的解析の応答値の検証、大規模地震時の許容できない損傷の抽出、地震時の挙動が複雑な構造部位に対するプッシュオーバー解析の地震荷重の正負交番載荷の作用方法、3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析より得られた損傷形態と損傷程度、および地震後の復旧作業等を加味した対策箇所の選定と対策方法立案に至るまで、実橋におけるレベル 2 地震時

の挙動を精度良く再現し、鋼上部構造部材の損傷を評価する性能照査手法を具体的に示す。今後の橋梁の鋼上部構造にも性能照査型耐震設計を取り入れていくための有用な知見となり得ると考えられる。

1. 3 本論文の構成

本論文は、大規模地震時の性能が実大模型を用いた実験で検証することが難しい長大吊形式橋梁の鋼上部構造に対し、性能目標を定め、第2章で提案する地震時挙動を精度良く再現して耐震性能を照査する鋼上部構造の性能照査手法について、3つの長大吊形式橋梁を対象に、第3章から第5章でその有効性を検証する^{54)~57)}。動的解析結果の信頼性は、複合非線形解析コードの解の比較だけでなく、実橋で多点観測された長周期地震記録を用いて実挙動の再現性を検討し、大規模地震時の橋の挙動をより精度良く推定した。合理性のある構造解析によって鋼上部構造の耐震性能を評価し、性能目標が達成できる耐震性向上対策を実行するため、包括的かつ統合的に技術検討とその検証を行い、耐震性能照査手法の構築に関する研究成果を取り纏めたものである。

本論文は、以下に示す全6章から構成されている。本論文の構成と概要を図-1.1に示す。

第1章では、長大吊形式橋梁の耐震設計の変遷を概観した上で、耐震性能評価の課題を整理し、本研究の意義と構成およびその概要を示す。

第2章では、大規模地震時の目標とする耐震性能と鋼上部構造の限界状態を設定する。目標とする耐震性能に対して、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と鋼上部構造を3次元シェル要素でモデル化したプッシュオーバー解析の非線形解析結果を統一的に取り扱い、非線形解析でレベル2地震時の橋の挙動を精度良く再現し、鋼上部構造部材の損傷を評価する性能照査手法を示す。大規模地震時の性能を、実大模型を用いた実験によって検証することが難しい橋梁構造に対して性能設計の一つの方向性を示す。

第3章では、首都圏において地震動の長周期成分が強く生成された2004年新潟県中越地震の多点観測記録を用いて、横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、および鶴見つばさ橋の3橋梁の固有振動特性を推定し、その固有振動特性、および橋梁の各部で観測された加速度応答が耐震補強設計に用いる動的解析モデルによって、どの程度再現できるかを検証する⁵⁷⁾。また、耐震補強設計に用いる複合非線形解析コードの解の比較についても検討する⁵⁸⁾。

第4章では、3橋梁について、前章で実橋の多点観測記録を用いて再現性を検証した動的解析モデルによってどの部位に損傷が生じるか推定する。各構造部位に生じる

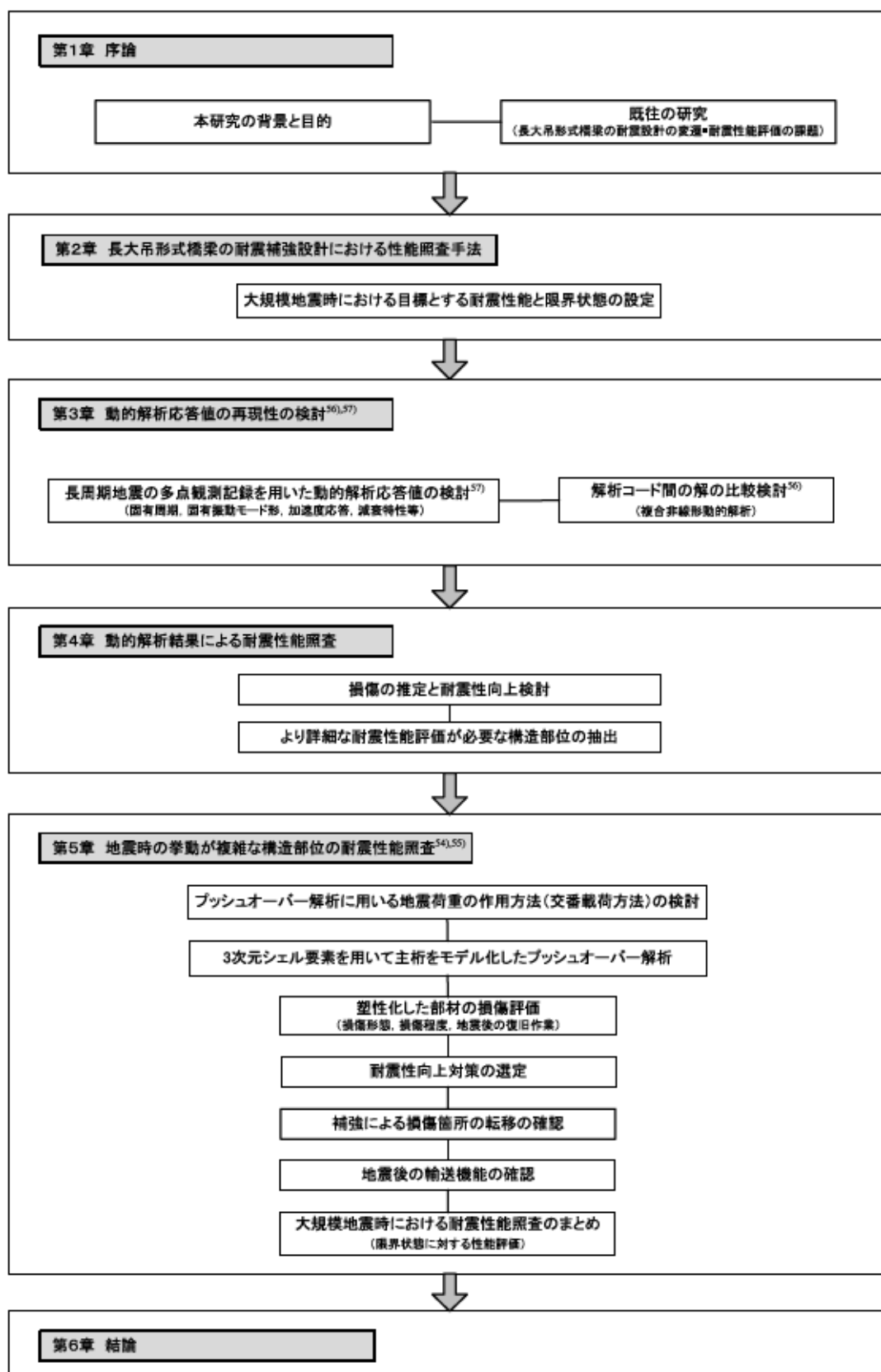


図-1-1 本論文の構成と概要

損傷の連鎖現象を整理し、目標とする耐震性能を確保するために、許容できる損傷と許容できない損傷を分類する。また、より詳細な耐震性能評価が必要な構造部位を抽出する。

第 5 章では、前章の大規模地震時の動的解析結果から、鋼上部構造に大きな損傷が生じると予想される 3 径間連鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁に着目して、3 次元シェル要素で既設構造に可能な限り忠実にモデル化し、プッシュオーバー解析でその損傷形態と損傷程度を目に見える形で表して、大規模地震時に目標とする耐震性能が達成できるかどうか詳細に検討する^{54),55)}。地震時の挙動が複雑な構造部位を対象としたプッシュオーバー解析の地震荷重の正負交番载荷の作用方法、プッシュオーバー解析より得られた損傷形態と損傷程度、および地震後の復旧作業等を加味した対策箇所の選定と対策方法立案まで、鋼上部構造の耐震性能照査手法を具体的に検証する。

第 6 章では、本研究により得られた結論および知見をまとめるとともに、今後の研究の課題について整理する。

第1章の参考文献

- 1) 東日本大震災の記録－国土交通省の災害対応－，国土交通省緊急災害対策本部事務局，2012.3.
- 2) 内閣府 中央防災会議 防災対策推進検討会議 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ：南海トラフ巨大地震対策について（最終報告），2013.5.
- 3) 内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告） 強震断層モデル編－強震断層モデルと震度分布について－，2012.8
- 4) 内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会，首都直下地震モデル検討会：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告書，2015.12.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ共通編，Ⅴ耐震設計編，1996.
- 6) 運上茂樹：橋の部材耐震実験の過去 30 年を振り返る-鉄筋コンクリート橋脚等の耐震性能検証実験-，土木技術，Vol.30，No.3，2015.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，2002.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，2012.
- 9) 星隈順一，玉越隆史，七澤利明，堺淳一，片岡正次郎，西田秀明：東北地方太平洋沖地震をはじめとする大地震による被害を踏まえた調査研究と道路橋示方書の改定，土木技術資料，Vol.54，No.8，pp.10-15，2012.
- 10) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計 現状と課題，鹿島出版会，2006.
- 11) 日本鋼構造協会 鋼橋の性能・信頼性向上に関する研究委員会 耐震設計部会：鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上，JSSC テクニカルレポート No.85，2009.
- 12) 日本鋼構造協会 鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会 耐震設計法研究部会：ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上，JSSC テクニカルレポート No.93，2011.
- 13) 土木研究センター：耐震ソフトウェアに関する研究委員会報告書（平成8年度，平成9・10年度）
- 14) (社)土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.4.
- 15) 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：技術展望・首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.1-20，2005.

- 16) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 技術展望 首都高速道路における長大耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.1-19, 2005.
- 17) 首都高速道路公団: 横浜ベイブリッジ工事誌, 1994.
- 18) 首都高速道路公団: レインボーブリッジ工事誌, 1996.
- 19) 首都高速道路公団: 鶴見つばさ橋工事誌, 1994.
- 20) 濱田政則: 巨大地震災害への対応, 土木学会誌, Vol.89, No.9, pp.11-15, 2006.9.
- 21) 高橋良和: 平成 28 年熊本地震による橋梁の被害報告, 橋梁と基礎, Vol.50, No.9, pp.32-37, 2016.
- 22) 国土交通省 社会資本整備審議会 道路技術小委員会: 第 5 回道路技術小委員会配布資料 1~4, 2016.6.
- 23) 玉越隆史: 道路橋示方書改定の背景と I 共通編改定の概要, 橋梁と基礎, Vol.46, No.7, pp.14-18, 2012.
- 24) 国土交通省: 橋, 高架の道路等の技術基準(道路橋示方書)の改定について, 2017.7.21.
- 25) 土木学会鋼構造委員会: 鋼斜張橋—技術とその変遷—, 2010.
- 26) 金冶英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.1-19, 2005.
- 27) 青木敬幸, 山本泰幹, 神木剛, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 横浜ベイブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.5-12, 2008.
- 28) 櫻井裕一, 山本泰幹, 小林雅彦, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 横浜ベイブリッジの下路トラス桁の耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.43, pp.19-24, 2009.
- 29) 櫻井裕一, 山本泰幹, 小林雅彦, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 「横浜ベイブリッジの下路トラス桁の耐震補強の設計・施工」に関する討議・回答, 橋梁と基礎, Vol.44, pp.42-44, 2010.
- 30) 青木敬幸, 中野博文, 水井啓和, 山崎達朗, 山野辺慎一: 鶴見つばさ橋の耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.13-20, 2008.
- 31) 梶原仁, 松原拓朗, 松田宏一, 山口真史, 小林一雄, 江野澤正義: レインボーブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.44, pp.17-22, 2010.
- 32) 内閣府 首都圏直下地震モデル検討会: 首都直下のM7クラスの地震及び相模トラフ沿いのM8クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書, 2013.12.
- 33) 福永勸, 遠藤和男, 菊地祥子: 本州四国連絡橋の耐震補強, 橋梁と基礎, pp.29-32, 2008.6.
- 34) 福永勸, 遠藤和男, 香川敬生: 本州四国連絡橋の耐震補強検討に用いる大規模地震動, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 1-172, pp.343-344, 2008.9.
- 35) 福永勸: 本四高速(株)の耐震補強に対する取組み, 橋梁と基礎, 2013.8.
- 36) 楠原栄樹: 供用後 25 年を経過した瀬戸大橋の維持管理, 四国技報, Vol.25, 2013.

- 37) 西谷雅弘, 河藤千尋: 瀬戸大橋吊橋(下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋)の耐震性能照査、補強設計: 本四技報, Vol.41, No.128, pp.10-17, 2017.3.
- 38) 福永勤, 河藤千尋: 瀬戸大橋トラス橋の耐震対策, 本四技報, Vol.40, No.125, pp.48-49, 2017.3.
- 39) 福永勤, 河藤千尋, 遠山直樹: 与島橋3径間部, 番の州高架橋トラス部の耐震補強設計, 本四技報, Vol.40, No.126, pp.2-9, 2016.3.
- 40) 西谷雅弘, 河藤千尋: 耐震分科会の取組, 本四技報, Vol.41, No.127, pp.32-33, 2017.3.
- 41) 福永勤, 角和夫, 遠藤和男: 瀬戸大橋の耐震補強検討, 本四技報, Vol.36, No.117, pp.36-37, 2011.9.
- 42) 福永勤, 竹口昌弘, 遠藤和男: 耐震性能評価用地震動の設定(瀬戸大橋), 本四技報, Vol.35, No.115, pp.37-38, 2010.9.
- 43) 大塚久哲, 星隈順一, 寺山徹: 海外における鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計例, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, pp.123-126, 1996.
- 44) 山田善一: 大地震と橋梁の耐震・免震, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, pp.4-5, 1996.8.
- 45) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, Fifteenth Edition, 1992
- 46) AASHTO: Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, 1995.5.
- 47) 日本道路協会: 第37回海外道路調査団報告書, 2000.
- 48) 土木学会・日本建築学会 巨大地震対応共同研究連絡会 土木構造物部会: 巨大地震災害への対応検討特別委員会 耐震性評価及び耐震設計検討部会 報告書, 2006.3
- 49) 本州四国連絡橋公団長大橋技術センター: 長大橋 NEWS レター, No.13, 2002.9
- 50) Federal Highway Administration and Multi-Disciplinary Center for Earthquake Engineering Research: *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures, Part I: Bridges*, 2005.
- 51) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大振動台実験及びその解析, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.324-343, 2010.
- 52) 渡辺陽太, 浅井貴幸, 丸山純一, 松下裕明, 榎本修二: 関越自動車道 片品川橋上部工耐震補強工事の設計, 橋梁と基礎, Vol.50, No.11, pp.11-16, 2016.11.
- 53) 遠藤和男: 大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究, 大阪大学学位論文, 2007.7.
- 54) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.13-20, 2010.1.
- 55) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 「横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査」への討議・回答, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.1, pp.207-212, 2011.3.

- 56) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ペイブリッジの耐震補強設計に用いた非線形地震応答値の設計検証, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.31-36, 2010.1.
- 57) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.8.

第2章 長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の性能照査手法

2. 1 概要

(1) 性能 設計

仕様規定による規格的な設計基準は、大量かつ急速な社会資本整備には有効であったが、近年の成熟した社会では、多様な国民のニーズ、新材料や民間の技術開発などを反映することは難しい¹⁾。わが国では、1995年1月に発生した兵庫県南部地震で落橋等の甚大な被害を経験して、橋梁の耐震性能照査の必要性の認識が広まった。さらに1996年1月に発効した世界貿易機関(WTO)の政府調達協定に基づき、ISO規格の遵守が土木構造物の分野でも求められるようになった²⁾³⁾。この政府調達協定の第6条2項には、「政府機関の定める技術仕様については、デザインまたは記述的に示された特性よりも、性能に着目し、国際規格が存在するときにはそれを使用すること」とうたわれている¹⁾²⁾。

このような状況の中、仕様型設計から性能照査型設計に移行するための研究活動が急速に盛んになり、各種の報告書などが作成されている^{2)~8)}。

いち早く1970年代後半にヨーロッパ各国の基準類の統一化において始まった性能設計の考え方は、1998年にISO2394「構造物の信頼性に関する一般原則」の規格になり⁹⁾、性能照査型設計法への転換が図られた¹⁾⁴⁾。2002年の国土交通省の構造物全般を対象とした構造設計に係わる技術標準の策定・改訂の基本的方向を示す「土木・建築にかかる基本」、土木学会の「包括設計コード」がこれに対応する位置づけとなっている¹⁰⁾¹¹⁾。道路橋示方書においても2002年版から従来の仕様規定の条項を残しつつ性能規定のスタイルに書き換えられた¹²⁾。

国内の鋼構造物の設計法は、許容応力度設計法が長年適用されてきた。材料が弾性域内で設計がなされているが、許容応力度は経験的に定められてきて、問題が起きたり新しい現象が見られると許容応力度を修正したりあるいは割り増し係数で対応してきた¹⁾。

土木学会の鋼構造物の「性能照査型耐震設計法(2000)」や日本地震工学会の「性能規定型耐震設計法(2006)」などで述べられているように³⁾⁴⁾、構造物の安全性の照査は、

最大値と想定される荷重に対する荷重効果 S (断面力, 応力, ひずみなど) と確率的に見て十分安全と思われる抵抗値 R とを比較して $S \leq R$ が成り立つように行うことが自然であり合理的である。

しかしながら, 確率統計の理論に基づいて荷重効果 S や抵抗値 R を十分安全側にとったとしても, 設計から施工に至るまでのあらゆる段階における未知の要因を S や R の中に含ませることはできず, 無知変数とでも呼べるような安全率 v ($v \geq 1$) を考えることの必然性が多くの事故例を教訓に提案された。そして, 安全性照査式の S と R との間に一定の比で表される安全率を確保するという表現 $S \leq R/v$ が Navier (1826) によって提案された。それ以来, 長い間, 許容応力度法の安全性照査式として使われてきた²⁾。

その後, 各種載荷試験の実施, 数値解析法の進展により弾性域の力学特性のみならず, 材料の塑性域での挙動も次第に把握されてきた。材料や構造の非線形性を構造設計法に反映できるようになるとともに, 経済的な構造の要求からこの非線形性を考慮してより合理的な設計方法が構築されてきた³⁾。

1979 年にスイスの SIA 基準, 1982 年にイギリスの BS5400, 1991 年にドイツの DIN18800 で限界状態設計法に移行している^{1),2)}。1979 年に北米初の限界状態設計法の基準としてカナダのオンタリオ州基準 OHBDC の初版が発行された。アメリカの道路橋示方書 AASHTO は, 1973 年の第 11 版に荷重係数法 (LFD) が採り入れられ, 1994 年に確率論に基づいた限界状態設計法である荷重抵抗係数法 (LRFD) による AASHTO/LRFD 示方書の初版が発行された¹³⁾。

このように, 海外の代表的基準は, Eurocode の ISO2394 に準拠した部分安全係数法や AASHTO の荷重抵抗係数法を用いた限界状態設計法が主流である^{14)~16)}。

我が国の道路橋示方書や土木構造物の設計に関する土木学会の技術規準類も, 信頼性設計の考え方を基礎とした部分係数法による限界状態設計法の考え方を取り入れて改定がなされてきている^{17),18)}。土木学会標準示方書において¹⁸⁾, 「構造物の性能照査では, 構造物が施工中および設計供用期間を通して, 設定された要求性能を満足することを確かめなければならない。構造物の性能照査は, 構造物の要求性能を具体化した性能項目を設定し, それらが考慮すべき作用に応じて規定した限界状態に至らないことを確認することにより行う。限界状態に至らないことを確認は, 適切な照査指標を定め, その限界値と応答値との比較により行う」とあり, 限界状態に対する照査は, 一般に ISO2394 に準拠した信頼性設計法においていわゆるレベル I に相当する以下の式により行うこととされている。

$$\gamma_i \cdot S_d/R_d \leq 1$$

ここに、 S_d ：応答値， R_d ：限界値， γ_i ：構造物係数

遡ると、コンクリート標準示方書では限界状態設計法が1986年に本格的に導入され、1996年の改定で安全率 γ を5つの係数に割り振り、技術の進歩に合わせて安全率を確保するための係数を変更し易くした点で大きく進歩した^{21,19)}。1987年発刊の鋼構造物設計指針では、安全性照査式のフォーマットが明確になるように、許容応力度設計法の抵抗値側に含まれていた安全率 γ を抵抗値から独立させた形の限界状態照査式が提案された。一般構造物を対象にした1992年の「鋼構造物設計指針 PART A」では限界状態を明確にした書式に従う設計指針に改定された²⁰⁾。

合成構造物を対象にした「鋼構造物設計指針 PART B」は、1992年の「鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則」によるフォーマットに従う「複合構造物の性能照査指針（案）」として2002年に改定された^{21)~23)}。PART Aを踏襲する一般的な鋼構造物、合成桁を対象とした限界状態設計法に基づく性能照査型設計法の示方書として2007年に「鋼・合成構造標準示方書」が発刊された²⁴⁾。

これらの信頼性設計の考え方を基礎とした部分係数法による安全性照査式のフォーマットは本質的な差異はなく、不確定要因についてどちらがきめ細かく対応できるフォーマットであるかという点が異なるだけである⁴⁾。歴史的背景を考慮すれば、ISO2394 構造物の信頼性に関する一般原則の規格と同様、荷重効果の設計値 S_d と抵抗の設計値 R_d を比べて、 $S_d \leq R_d$ あるいは、 $S_d/R_d \leq 1$ が成立すれば、安全性の確保ができると考えていることにほかならない⁴⁾。

(2) 性能照査型耐震補強設計

耐震設計法においても限界状態設計法が国際標準であることに変わりはない²⁾。既往の安全照査式は部材単位の照査にとどまり、複数の部材で構成される地震時の挙動が複雑な構造部位の照査や、橋全体系の非線形性を考慮した安全性能の照査はできない¹⁶⁾。言い換えると弾塑性挙動が支配的となるレベル2地震において、部材単位の限界状態とこれらすべてを含む橋全体系の耐震性能の関係性が明確になっていない^{4),25)}。

2012年版の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に、鋼構造物の塑性化を考慮した具体的な耐震性能照査手法が示されているのは、コンクリート充填を含む単柱式鋼製橋脚のみである²⁶⁾。鋼アーチ橋のアーチリブや鋼トラス橋の弦材、斜材や垂直材等の鋼上部構造については、塑性域での耐力および塑性変形能に関する研究の知見が鋼製橋脚と比較すると少ないため、ここでは塑性化を原則として許容していない^{23),26),27)}。レベル2地

震動に対しても応答が割増係数 1.7 を考慮した許容応力度以下に留まるように設計するのが望ましいとされ²³⁾、仮に、鋼上部構造に塑性化を許容する場合には、既往の研究成果により提案方法の根拠、実験との比較による提案方法の妥当性の検証等、詳細かつ慎重に検討する必要があるとしている。

また、国土交通省から「橋、高架の道路等の技術基準（道路橋示方書）の改定について」が 2017 年 7 月 21 日に報道発表され、橋の安全性や性能のきめ細やかな設計が可能な設計手法として部分係数設計法、および限界状態設計の導入された¹⁷⁾。2018 年 1 月 1 日以降、新たに着手する設計（支間長が 200m 以下の橋）に適用するとしている。Ⅴ耐震設計編 2.4.5 において、「上部構造の限界状態 2 を「各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、上部構造を構成するいずれかの部材が、部材等の限界状態 2「部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態」に達したとき」とし、このときその他の部材が限界状態 1「上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態、橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位および振動に至らない限界の状態」を超えないことを標準とする。部材等の限界状態 2 となる部材を選定するにあたっては、少なくとも塑性化を期待する部材並びにその塑性化する位置及び範囲が、調査及び修復が容易にできることを標準とする」とされている¹⁷⁾。

それらも踏まえ、長大吊形式橋梁の耐震補強設計においては、目標とする耐震性能を満足するのであれば、鋼上部構造に生じる塑性化も一部許容するのが合理的であることは容易に推察される^{26)~28)}。

しかしながら、長大吊形式橋梁は、上部構造、支承、下部構造、基礎構造、周辺地盤から成る構造系であるが、兵庫県南部地震以前もしくはその後に載荷実験や振動台加震実験が実施された鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚および免震支承に比べて^{29)~31)}、他部位の実験の実施例は少ない。とくに地震時挙動が複雑となる構造部位は、模型を実験可能な大きさにすると縮尺率が極端に小さくなり、実際の構造物の挙動を再現できなくなるため、実験による実証的な研究は容易でない⁹⁾。

耐震性能照査を行うための地震時挙動の推定には、非線形解析手法が不可欠であるが、構造システムとしての弾塑性域での耐震性能照査が比較的信頼性をもって行える最小の構造単位は、橋脚と免震支承からなる部分構造である²⁵⁾。複雑な構造物に対しては、構造系全体としての耐震性能の把握が必要であり、全体系の非線形応答シミュレーションの精度の検証が必要である。日本鋼構造協会の鋼橋の耐震・制震ガイドライン³²⁾、およびこれを条文化した土木学会の鋼・合成構造標準示方書耐震設計編³³⁾では、鋼構造物の汎用的な構造安全性の照査法として、最大応答ひずみの照査によるひ

ずみ照査法が提示されているが、その妥当性は鋼製橋脚を中心とした検証にとどまっている³⁴⁾。また、はり要素を基本とするモデルの動的解析だけでは、鋼上部構造に生じる局部座屈を再現して耐震性能を評価することは難しい。

このように、長大吊形式橋梁の鋼上部構造の性能照査型耐震補強設計では、一律的な性能評価は難しく、性能目標を定め、合理性のある構造解析によって個々の橋梁構造の特性に応じて塑性化を考慮する構造部材の損傷程度を評価し、性能目標が達成できることを示す包括的な技術が求められる。これまでに数多く建設された長大吊形式橋梁の鋼上部構造の耐震補強設計においても、目標とする耐震性能を達成する際の非線形性の大きい領域での実際の橋の挙動の推定と、塑性化した鋼上部構造部材の損傷評価という、性能設計における説明責任を果たす上での課題を抱えている。

2. 2 目標とする耐震性能と限界状態

本研究で対象とする長大吊形式橋梁のレベル 2 地震動に対する耐震性能は、損傷箇所とその状態によって恒久的な補修に時間を要することを許容するが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能となることを目標とした。この目標とする耐震性能に対し、長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の大規模地震時の限界状態を安全性、供用性、修復性の観点から、表-2.1 に示すとおり設定した。本研究の性能照査では、大規模地震時の鋼上部構造の耐震性能について、他のトラス橋や吊橋の検討例と比べて^{36)~38)}、比較的大きな損傷まで扱う^{39),40)}。

安全性の観点からは、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形動的解析のレベル 2 地震時の鋼上部構造の最大応答が、プッシュオーバー解析の荷重-水変位関係における最大耐力以下であり、かつ局部座屈の影響による断面の破壊が生じなければ地震時の挙動は不安定とならず、地震による損傷は限定的なものに留まると考えられる^{38)~39)}。

供用性の観点からは、道路橋示方書 V 耐震設計編において、一般に被災後の路面の沈下量が 50~100mm 程度以下であれば地震直後の緊急車両の通行に致命的な影響を与えないと言われている³⁵⁾。また、道路構造令には、走行中の自動車の傾き、滑動、積載片寄り等を防ぐために、路面の合成勾配に関する規定がある^{38),41)}。設計速度 100~120km/h の場合、合成勾配は 10%以下にしなければならないとされている⁴¹⁾。

修復性の観点からは、兵庫県南部地震の鋼製橋脚の損傷では、板厚程度の変形を加熱およびジャッキ等による矯正で補修している⁴²⁾。鋼上部構造の非密閉断面では同様に補修できる。一方、密閉断面の鋼部材ではこのような補修は難しいため、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能な条件で、損傷した部材の取り換え可能であることが求められる。

2017 年の国土交通省「橋、高架の道路等の技術基準（道路橋示方書）の改定について」では、I 共通編 4.1 において、橋としての荷重を支持する能力に係わる観点および橋の構造安全性の観点から、橋の限界状態 1~3 を設定している¹⁷⁾。このうち、橋の限界状態 2「部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態」は、本研究の目標とする耐震性能と限界状態を満足すれば達

表-2.1 長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の限界状態

	大規模地震時の限界状態	評価方法
安全性	①鋼上部構造の最大応答が最大耐力以下。 ②局部座屈の影響による断面の破壊が生じない状態。	①複合非線形動的解析とプッシュオーバー解析の耐力比較。 ②[損傷小] 道路橋示方書の部材の照査。 [損傷大] 3次元シェル要素を用いた動的解析またはプッシュオーバー解析で座屈を確認。
供用性	①路面の沈下量 100mm 程度以下，合成勾配 10%以下。 ②地震後の活荷重載荷に耐えられる状態。	①補強構造により制限。 ②ファイバーモデルまたは 3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析で活荷重の耐荷力を確認。
修復性	①地震後の供用下において，部材の取り換えまたは補修が可能な状態。	①3 次元シェル要素を用いた動的解析またはプッシュオーバー解析で損傷箇所，損傷程度を確認。

成できると考えられる。

長大吊形式橋梁の鋼上部構造は地震時の応答特性が複雑になるが，大規模地震時の性能は実大模型を用いた実験によって検証することは難しいため，目標とする耐震性能評価に対して，非線形性の大きい領域での実際の橋の挙動を解析で精度良く再現し，部材の損傷形態と損傷程度を推定して，橋梁の耐震性能を把握することが必要になる。

各々の限界状態の評価方法は，2.4 に後述するように，橋梁全体系のはりモデルの複合非線形動的解析とプッシュオーバー解析，または 3 次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱い，塑性化した構造部材の損傷を評価する。その際，静的なプッシュオーバー解析の荷重は，2.3 に後述するように，着目する部位に大きな損傷を生じさせる時刻の慣性力分布を正負交番載荷して，複合非線形動的解析の損傷分布と比較し，両者の解析結果の整合性を確保する。

2. 3 地震時の挙動が複雑な構造部位のプッシュオーバー解析に関する既往の研究

3次元シェル要素で橋梁全体をモデル化して動的解析を行うことは、計算機の実力の制約があるため、断面諸元の仮定と修正を繰り返す設計で用いるには、実用的ではない。また、橋梁を構成する各構造要素の限界状態に相当する耐力や損傷モードを動的解析によって求めるためには、作用させる地震動の強度と周期特性等をどう設定するかという問題が生じる。

プッシュオーバー解析は、静的解析であるため、解析目的に応じてその載荷荷重を適切にモデル化する必要がある。とくに耐震設計に用いるプッシュオーバー解析では、解析より得られる損傷箇所やその順番および構造系としての荷重－変位関係等が、動的解析から得られる地震応答とある程度整合している必要がある。

橋梁の地震応答がほとんど上部構造の剛体的な変位によって決まる一般的な橋では、震度法と同様に、一様な加速度分布を仮定した慣性力分布の地震荷重でプッシュオーバー解析を行うことが行われている⁴³⁾。しかし、地震時の挙動が複雑な構造物では、動的解析より得られる地震応答と慣性力分布を考慮しながら、プッシュオーバー解析に用いる地震荷重をモデル化しないと、動的解析結果とプッシュオーバー解析結果が整合しなくなり、耐震設計に反映させることができなくなる可能性がある。

耐震設計におけるプッシュオーバー解析に用いる地震荷重のモデル化については、既に幾つかの研究がある。矢部・川島は、道路橋の杭基礎構造物のプッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法⁴⁴⁾を、Chen, Yabe は鋼製斜張橋の主塔の耐震性能を評価するためのプッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法⁴⁵⁾を検討している。

建築分野では、松森らは鉄筋コンクリート造建物⁴⁶⁾、森らは鋼構造骨組⁴⁷⁾を対象に、プッシュオーバー解析から得られる荷重－変位関係を用いて地震時の最大変位応答を推定する際の地震荷重の作用方法について検討している。入力地震動の違いによる最大応答変位のばらつきを包含することを目的とした松森の研究を除けば、何れの研究も、動的解析より得られる着目する部材に大きな影響を与える着目量が最大となる時刻における慣性力分布をプッシュオーバー解析の地震荷重とすることによって、プッシュオーバー解析と動的解析の整合性を確保できるとしている。

鋼3径間連続トラス橋3連の片品川橋は、2016年3月に道路橋示方書Vのレベル2

地震動の耐震性能 2 に対する鋼上部構造の耐震補強工事が完了した³⁶⁾。補強方法は免震支承への交換、2 次部材の制震装置、主部材の当板補強である。この補強によって、ファイバーモデルの複合非線形解析で、主構が弾性範囲であることを確認している。2 次部材は局部座屈させない限界ひずみを、対傾構を対象とした部分シェルモデルのプッシュオーバー解析で検討している³⁶⁾。

本州四国連絡橋は、東南海・南海地震のプレート境界、および内陸直下のシナリオ地震の耐震性能 2 に対する補強が 2013 年度から本格的に着手され、2020 年度に完了を目指している³⁷⁾。吊橋の下津井瀬戸大橋は、道路橋示方書の軸方向と曲げモーメントを受ける部材の安定照査式において塑性化した主横トラスを、シェル要素に一部置き換えてファイバーモデルの橋梁全体系に組み込み動的解析で検討し、その結果、弾性範囲であることを確認している³⁷⁾。

橋梁構造について、着目する部材に最も大きな影響を与える着目量が最大となる時刻の慣性力分布をプッシュオーバー解析の地震荷重とし、耐震性能を評価した例は、河藤・運上⁴⁸⁾や、遠藤ら^{38),49)}が実施した長大吊橋の主塔を対象とした例と、矢部ら⁵⁰⁾の世界最長の斜張橋となる蘇通大橋の基礎構造を対象とした例がある。遠藤は、長大吊橋主塔の大規模地震に対する修復性の限界状態として、主塔全体のプッシュオーバー解析から求められた水平荷重－水平変位関係の主塔全体の剛性が低下する近傍で、局部座屈等の大きな損傷が発生していない状態を設定している³⁸⁾。なお、このプッシュオーバー解析の地震荷重は、吊橋全体系の線形の時刻歴応答解析によって得られた主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いた漸増載荷であり、正負交番載荷は行っていない。

このように、長大吊形式橋梁の主桁の塑性化を考慮した耐震性能照査において、プッシュオーバー解析における地震荷重の作用方法について検討した例や、正負交番載荷の影響を考慮した慣性力分布を用いてプッシュオーバー解析で主桁の耐震性能を評価した例は報告されていない。本研究は、他のトラス橋や吊橋の鋼上部構造の検討例と比べて塑性化した部材の損傷程度が大きい 3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の主桁の耐震性能照査を対象とした^{36)~39)}。損傷部位全体を 3 次元シェル要素でモデル化し、静的なプッシュオーバー解析の地震荷重は正負交番載荷の影響を考慮する³⁹⁾。また、その際、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と 3 次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱うことは、塑性化した鋼上部構造部材の損傷を解析で精度良く推定して、目標とする耐震性能を照査する上で前提になる³⁹⁾。

2.4 地震時挙動を解析で精度良く再現して鋼上部構造の耐震性能を照査する性能照査手法

大規模地震時の性能が、実大模型を用いた実験によって検証することが難しい長大吊形式橋梁の鋼上部構造は、目標とする耐震性能に対して、現状では、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と鋼上部構造を3次元シェル要素でモデル化したブッシュオーバー解析を統一的に取り扱い、非線形解析でレベル2地震時の橋の挙動を精度良く再現し、鋼上部構造部材の損傷を評価する手法が有効である³⁹⁾。動的解析の信頼性は、異なる複合非線形解析コードの非線形地震応答値のクロスチェックに加えて⁵¹⁾、実橋で観測された地震記録を用いて、実橋の地震時挙動と動的解析応答値の再現性を分析することで⁵²⁾、より精度良く検証ができる。

非線形解析で大規模地震時の挙動を精度良く再現して、鋼上部構造の耐震性能を照査する性能照査手法が他の橋梁にも活用出来るように、図-2.1のフローに示し、以下のその流れと内容をまとめる。

(1) 目標とする耐震性能の設定

長大吊形式橋梁のレベル2地震動に対する耐震補強設計においては、一般に、建設時の設計で想定された範囲を超える地震荷重が対象となるため、目標とする耐震性能は道路橋示方書Vの耐震性能2「地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能」になる³³⁾。この目標とする耐震性能に対し、安全性、供用性、修復性の観点から橋の限界状態を設定する。

(2) 動的解析応答値の再現性の検証

異なる複合非線形解析コードを用いた解の比較⁵¹⁾、および橋梁に設置した地震計の長周期成分が強く生成された多点観測記録から、耐震設計に用いる動的解析モデルによって、固有振動特性と加速度応答等がどの程度再現できるか確認し⁵²⁾、非線形動的解析のモデル化の妥当性を検証する。

Step2-1) 固有周期と固有振動モード形

耐震設計に用いる動的解析モデルの固有値解析より得られる固有周期と固有振動モード形は、これと地震計の観測記録から推定されたものとを比較する。これまでの観測記録では、部材が塑性化するほどの損傷を受けた地震はないが、リンク支承が滑動して応答が非線形域に達していると推察される地震はいくつかある^{52),53)}。

Step2-2) 加速度応答、減衰特性等

耐震補強設計に用いる動的解析モデルを用いて、多点異入力問題として加速度応答を

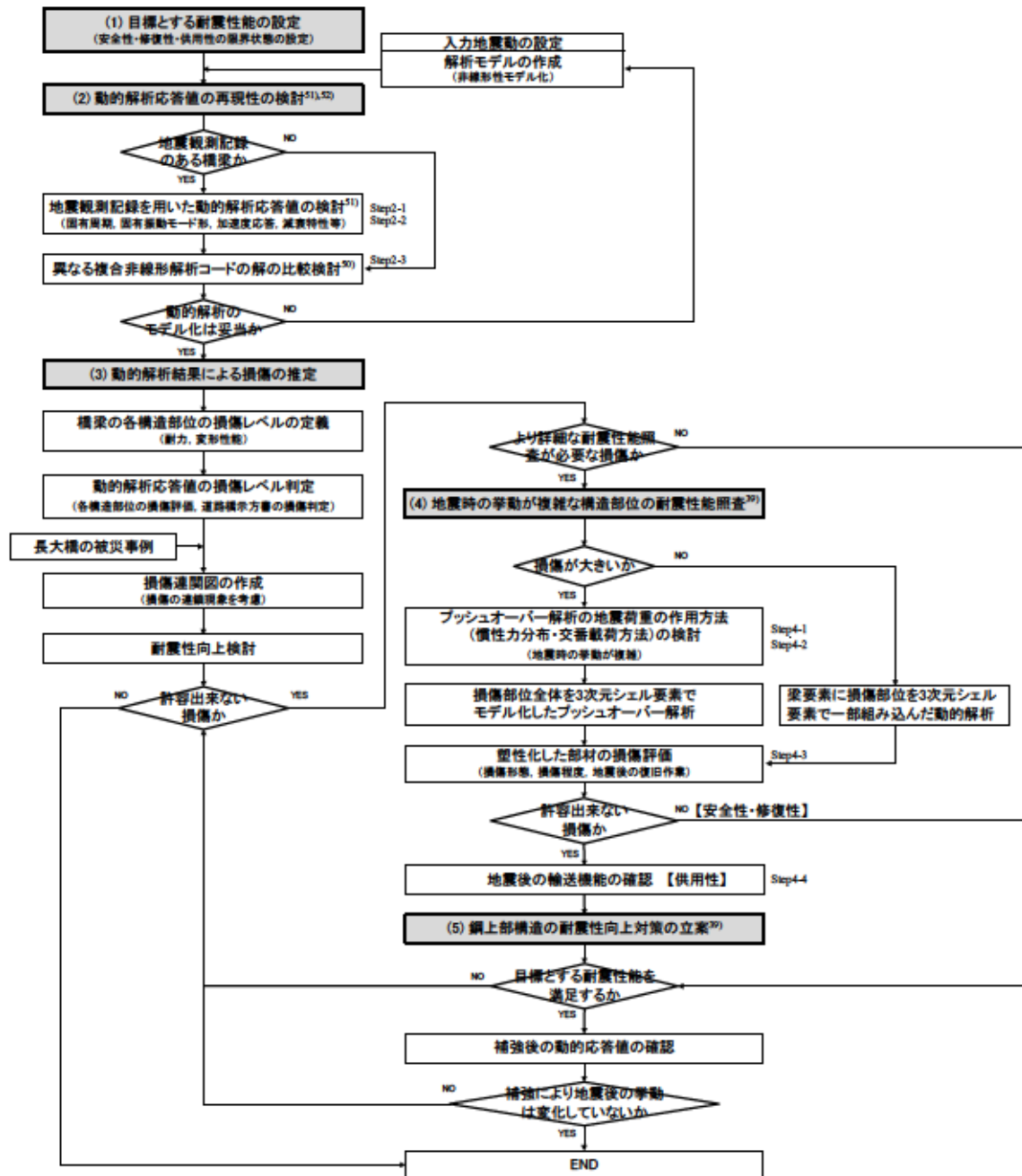


図-2.1 長大吊形式橋梁の地震時挙動を解析で精度良く再現して鋼上部構造の耐震性能を照査する性能照査手法

求め、観測記録と動的解析の実効値を比較する。また、加速度波形の主要周期成分をバンドパスフィルターで抽出し、その波形からRD法によって自由振動による減衰波形を求めて減衰定数を推定することができる。継続観測が今後も大切である。

Step2-3) 異なる複合非線形解析コードを用いた解の比較

地震計が設置されていない橋梁と地震計が設置されている橋梁においても、異なる複合非線形解析コードを用いてレベル2地震動に対する非線形地震応答値を求め、得られた解が解析コード間で実用上十分な精度で近似していることを確認することで、モデル化の妥当性をより精度良く検証することができる。

(3) 動的解析結果による損傷の推定

動的解析モデルを用いて、どの部位にどの程度の損傷が生じるか推定する。大規模地震時に長大吊形式橋梁に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象が現れる。そのため、動的解析の結果に基づいて各構造部位に生じる損傷の連関図を整理して、目標とする耐震性能を確保するために、許容できる損傷と許容できない損傷を分類する。また、より詳細な耐震性能評価が必要な構造部位を抽出する。

(4) 地震時の挙動が複雑な構造部位の耐震性能照査

動的解析結果から大きな損傷が生じると予想される構造部位は、部材の塑性化する損傷範囲を3次元シェル要素で既設構造に可能な限り忠実にモデル化する。損傷が大きいかどうかの判断は、橋梁全体系の動的解析で得られた軸力と曲げモーメントの応答時刻歴を用いて、道路橋示方書の部材の照査結果が目安になる³⁹⁾。損傷が小さい場合には、梁要素に損傷部位を3次元シェル要素で一部組み込んだ動的解析が選択できる³⁹⁾。損傷が大きく、地震時の挙動が複雑な構造部位は、3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析でその損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、目標とする耐震性能が達成できるかどうか詳細に検討する^{39),40)}。

Step4-1) プッシュオーバー解析の地震荷重（慣性力分布）の設定

地震時の挙動が複雑な構造物では、動的解析より得られる地震応答と慣性力分布を考慮しながら、プッシュオーバー解析に用いる地震荷重をモデル化して、動的解析結果とプッシュオーバー解析結果の整合を確保しなければならないので、着目する部材に大きな影響を与える着目量が最大となる時刻における慣性力分布をプッシュオーバー解析の地震荷重として設定する。Step4-1については5.2で詳しく述べる。

Step4-2) プッシュオーバー解析の地震荷重（交番載荷方法）の検討

主桁を構成するトラス部材のように、幾何学的非線形性の影響が大きい部材は、上述した慣性力分布の地震荷重を正負交番載荷したプッシュオーバー解析と動的解析が整合するか確認する。橋梁全体系モデルの主桁部をファイバー要素でモデル化するとともに、主要部材の格点間を細分割した解析モデルで有限変位理論を用いた複合非線形動的解析とプッシュオーバー解析の両方を行い、両者の解析結果を比較してプッシュオーバー解析の慣性力分布の地震荷重とその正負交番載荷方法の妥当性を確認する。Step4-2についても5.2で詳しく述べる。

Step4-3) 塑性化した部材の損傷評価

3次元シェル要素でモデル化したプッシュオーバー解析で、損傷が生じると予想された鋼上部構造の部材を構成する板の変形状態を求め、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、許容できる損傷かどうか検討する。主桁の下路床桁を構成する部材のように、軸力が卓越する部材の損傷は、その溶接状況も確認して安全性を評価する。対策箇所は地震後の復旧作業も加味して選定する。

Step4-4) 地震後の輸送機能の確認

プッシュオーバー解析で地震荷重に対する正負交番載荷を行った後、荷重を除荷し、引き続き活荷重を鉛直方向に漸増載荷する。構造系としての耐力の低下や大きな鉛直方向変位と下弦材を構成する板の変形が急激な増加を示すことがなく、横桁の損傷による大きな段差も生じなければ、地震後の輸送機能が確保できると判断する。

(5) 鋼上部構造の耐震性向上対策の立案

以上の照査ステップを通して、動的解析結果から損傷評価が難しい鋼上部構造の損傷を、異なる複合非線形解析コードのクロスチェックに加えて、実橋の地震観測記録を用いて再現性を確認した動的解析と^{51),52)}、3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析により一連で推定し^{39),40)}、安全性、修復性、供用性の観点から、橋としての目標とする耐震性能を確保するのに必要な耐震性向上対策を立案する。

当て板補強のような耐力を増加させる補強は、損傷箇所が他に転移する可能性があるため、補強を行った場合に、損傷がどのように変化するか3次元シェル要素でモデル化したプッシュオーバー解析で検討し、隣接する部材に損傷の転移の連鎖は生じないことを確認する。

制振装置を用いてそのエネルギー吸収能力によって地震応答を低減するような耐震性向上もあるが、対象とする構造部位に対する対策効果、補強の規模や難易度等も踏まえて選定する必要がある。また、耐震性向上対策を実施したことによって橋梁全体

系として、大規模地震時の挙動が変化しないか、別の部位で想定していなかった耐力超過や変位が生じていないか動的解析応答値を確認する。これについては付録 3 にまとめた。

第2章の参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：土木鋼構造物の設計法に関する調査小委員会報告書，2008.
- 2) 土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，2005.
- 3) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計 現状と課題，鹿島出版会，2006.
- 4) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の性能照査型耐震設計法，2000.
- 5) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.
- 6) 土木学会地震工学委員会 地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発，2001.
- 7) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，2001.
- 8) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の性能照査型設計法に関する調査特別小委員会：鋼構造物の性能照査型設計体系の構築に向けて，2003.
- 9) ISO2394(1998)：International Standard “General Principles on Reliability for Structures”，Third edition，1998.
- 10) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.
- 11) 土木学会：包括設計コード(案)，ver.1，2003.3.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ共通編，Ⅴ耐震設計編，2002.
- 13) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications，1994.
- 14) CEN：Eurocode 3：Design of Steel structure，2003.
- 15) 奥井義昭：鋼橋の設計法の方角性，橋梁と基礎，Vol.49，No.8，pp.44-47，2015.8.
- 16) 長井正嗣：性能照査限界状態設計法と合理化桁の性能照査技術，第16回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，土木学会，2013.8.
- 17) 国土交通省：橋，高架の道路等の技術基準（道路橋示方書）の改定について，2017.7.21.
- 18) 土木学会：土木構造物共通示方書（性能・作用編），2016.
- 19) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書（設計編），1996.
- 20) 土木学会 鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会，鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則，土木学会論文集，No.450/I-20，pp.13-20，1992.7.
- 21) 土木学会：鋼構造物設計指針 Part A 一般構造物，鋼構造物シリーズ 9A，1997.
- 22) 土木学会：鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物，鋼構造物シリーズ 9A，1997.
- 23) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会：複合構造物の性能照査指針(案)，構造工学シリーズ 11，2002.
- 24) 土木学会鋼構造委員会 鋼・合成構造標準示方書小委員会：鋼・合成構造標準示方書 総

則編・構造計画編・設計編，2007.

- 25) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震基準等に関する提言「第3次提言」解説，2000.6.
- 26) 宇佐美勉：鋼橋の座屈・耐震設計に関する一考察，橋梁と基礎，Vol.50，pp.26-31，2016.9.
- 27) 小野潔：鋼橋の耐震設計に関する今後の研究および留意事項，橋梁と基礎，Vol.47，pp.51-53，2013.8.
- 28) 西村昭彦：阪神大震災からの教訓 われわれは何を生み出したのか／性能設計法および耐震設計基準，土木学会誌，Vol.85，2000.1.
- 29) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VIII)，(総括編)，1997～1999.
- 30) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，京都大学学位論文，2002.
- 31) 金治英貞：既設長大トラス橋の地震リスク評価と損傷制御設計による対震性向上，東京大学学位論文，2006.
- 32) 宇佐美勉，日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震ガイドライン，技報堂出版，2006.
- 33) 土木学会鋼構造委員会 鋼・合成構造標準示方書小委員会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，2008.
- 34) 日本鋼構造協会 鋼橋の性能・信頼性向上に関する研究委員会 耐震設計部会：鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上，JSSC テクニカルレポート No.85，2009.
- 35) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，2012.
- 36) 渡辺陽太，浅井貴幸，丸山純一，松下裕明，榎本修二：関越自動車道 片品川橋上部工耐震補強工事の設計，橋梁と基礎，Vol.50，No.11，pp.11-16，2016.11.
- 37) 西谷雅弘，河藤千尋：瀬戸大橋吊橋（下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋）の耐震性能照査、補強設計：本四技報，Vol.41，No.128，pp.10-17，2017.3.
- 38) 遠藤和男：大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究，大阪大学学位論文，2007.7.
- 39) 山本泰幹，半野久光，藤野陽三，矢部正明：横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.13-20，2010.1.
- 40) 山本泰幹，半野久光，藤野陽三，矢部正明：「横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査」への討議・回答，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.1，pp.207-212，2011.3.
- 41) 日本道路協会：道路構造令の解説と運用，2015.
- 42) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造新技術小委員会 最終報告書(耐震設計研究)，第Ⅱ編 鋼橋の耐震設計のための新技術と基礎データ，Ⅱ-1 阪神・淡路大震災における鋼橋の被害

- の総括と復旧, 1996.
- 43) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－, 1998.
 - 44) 矢部正明, 川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.91-109, 1999.
 - 45) Shen, C. and Yabe, M.: A Proposal for Seismic Performance Evaluation of Steel Cable-Stayed Bridge, *LABSE Conference Sequel 2001, Cable-Supported Bridges - Challenging Technical Limits*, 2001.
 - 46) 松森泰造, 小谷俊介, 塩原等, 壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート造建物の地震時最大応答の推定方法－漸増載荷解析による最大応答の分布の評価方法－, 日本建築学会構造系論文集, 第 576 号, pp.119-123, 2004.
 - 47) 森保宏, 山中貴司：鋼構造骨組の簡易最大変位応答評価法－等価 1 質点系モデルの復元力特性と Pushover 解析における外力分布形状－, 日本建築学会構造系論文集, 第 597 号, pp.127-133, 2005.
 - 48) 河藤千尋, 運上茂樹：長大吊橋主塔の地震時限界状態に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.581-590, 2003.
 - 49) 遠藤和男, 河藤千尋, 運上茂樹：長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的検討, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, 2003.
 - 50) Yabe, M. and Shen, C. and Yamasaki, Y.: Assessment of the Seismic Performance of the Strong Bridge, *International Conference on Bridge Engineering – Challenges in the 21st Century* (CD-ROM), 2006.
 - 51) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明：横浜ベイブリッジの耐震補強設計に用いた非線形地震応答値の設計検証, 土木学会論文集 A, Vo.66, No.1, pp.31-36, 2010.1.
 - 52) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明：地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.
 - 53) 藤野陽三, シリングゴリンゴ ディオンシウス, 並川賢治, 矢部正明：2011 年東北地方太平洋沖地震における横浜ベイブリッジの応答, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.2, pp.372-391, 2013.

第3章 動的解析応答値の再現性の検討

3. 1 概要

2011 年東北地方太平洋沖地震(M9.0)では、震源から遠く離れた首都圏や近畿圏等において長周期地震動が観測された。長周期地震動による被害は、以前から知られている¹⁾。1964 年の新潟地震(M7.5)で石油タンク内の石油が共振して溢れて火災被害が発生し、長周期地震動による被害に関心がもたれた。1983 年日本海中部地震 (M7.7) では、震源から遠く離れた新宿の超高層建築物において、震度 3 であるが長周期地震動によると考えられるエレベータ管制ケーブルの破断事故が発生している²⁾。2003 年十勝沖地震 (M8.0) では、震源から約 250km 離れた苫小牧で石油タンク内液体のスロッシング現象による火災が発生し注目された³⁾。

長周期地震動は、マグニチュードが大きくなると振幅が急激に増大する特性がある。また、長周期地震動の主成分である表面波は、震源が浅いほど卓越する。また、長周期地震動は周期の短い波に比べて減衰しにくく遠くまで伝わり、厚い堆積層がある大規模平野では揺れが大きくなる⁴⁾。

1923 年大正関東地震において震源断層の直上となる神奈川県南部など、相模トラフ沿いの巨大地震における長周期地震動については、その揺れが極めて大きくなる。南海トラフの巨大地震モデル検討会および首都直下地震モデル検討会では、相模トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動について検討を継続中である^{5,6)}。

本研究で対象とする長大吊形式橋梁である横浜ベイブリッジ (1989)、レインボーブリッジ (1993)、および鶴見つばさ橋 (1994)では、建設直後から数多くの地震計を用いた集中的な地震観測が実施されてきており、数多くの地震記録が得られている^{7,8)}。

3 橋梁の建設後、長周期構造物である 3 橋梁の主要な固有振動モードを励起するだけの地震が希にしか発生しないため、耐震設計上最も重要な橋軸方向と橋軸直角方向の 1 次の固有振動モードに関する情報を得ることは少なかった⁹⁾。しかし、2004 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震 (M6.8) では、首都圏において地震動の長周期成分が強く生成されている^{9-10,10)}。この地震は、長周期構造物である横浜ベイブリッジとレインボーブリッジおよび鶴見つばさ橋の振動も励起させており、複数の固有振動モード形を推定することができる⁹⁾。

本研究は、長大吊形式橋梁の非線形動的解析によって得られた応答値が実際の挙動をどの程度精度良く再現できているかを検証するため、2004年新潟県中越地震で観測された実橋の長周期成分が強く生成された地震記録を用いて、橋梁の固有振動特性を推定し、その固有振動特性、および橋梁の各部で観測された加速度応答を、耐震設計に用いる動的解析モデルによってどの程度再現できるか検討した⁹⁾。

なお、新潟県中越地震の後に発生した2011年東北地方太平洋沖地震(M9.0)は、1900年以降に我が国で発生した地震では最大であり、東日本を中心に北海道から九州地方にかけての広い範囲で揺れが観測された。この地震は、日本海溝沿いのやや深い場所で発生した地震であったことや、その周辺の地下構造の特色により、地震規模に比べて長周期地震動を強く励起した地震ではなかったが、東京23区でも震度5弱以上の揺れが観測された。高層ビルが大きく揺れて、エレベータの停止や閉じ込めや東京湾岸では大規模な液状化被害が発生した^{13,14)}。

首都高速道路の橋梁は、兵庫県南部地震後の耐震補強工事を完了していたため橋脚の目だった損傷は発見されていないが、湾岸線の高架でトラス橋のガセットプレート¹⁵⁾の損傷、ジャンクション連結路桁の支承の脱落等の比較的大きな被害が発生した¹²⁾。横浜ベイブリッジ、レインボブリッジ、鶴見つばさ橋は、橋体本体に損傷はなかったが、横浜ベイブリッジの下路の一般国道部では伸縮装置が損傷し、下路を走行中のトレーラ車が横転する事象が発生した⁹⁾。

横浜ベイブリッジでは2011年東北地方太平洋沖地震についても実橋で観測データが得られ、その地震記録は藤野らが多面的に分析して報告している⁹⁾。新潟県中越地震の観測記録からは未解明であったリンク支承の摩擦の効果は、藤野らの研究で得られた強震動時のリンク支承の滑動についての知見を本研究の動的解析応答値の再現性の検証にも加味した。

3. 2 実橋で観測された地震記録を用いた動的解析応答値の再現性に関する 既往の研究

橋梁で観測された地震記録を用いた固有振動特性の推定や動的解析結果との比較は、古くから行われており、ここでは、斜張橋や吊橋に代表される長大吊構造系橋梁に限定して、既往の研究について概観し、本研究と既往の研究の違いについて述べる。

Unjoh, Adachi らは、1987 年の Whittier 地震と 1994 年の Northridge 地震の際に、吊橋の Vicent-Thomas 橋で観測された加速度記録を用いて、主要な固有振動モードの固有周期とモード減衰定数を推定している。さらに、動的解析を行う際に、各構造要素に与える減衰定数の値を変化させながら、加速度記録の再現性が高い減衰定数の組合せを求めている¹³⁾。

石崎らは、1995 年兵庫県南部地震において東神戸大橋で観測された加速度記録を用いて動的解析を行い、両者の加速度応答を比較するとともに、動的解析より得られた各部の断面力を用いて東神戸大橋の被災メカニズムを検討している¹⁴⁾。Ganev, Yamazaki らは、1995 年兵庫県南部地震とその余震で観測された加速度記録を用いて東神戸大橋主塔基礎周辺地盤の物性値を推定し、それを用いて主塔基礎と周辺地盤を 3 次元有限要素、その他の構造要素を梁要素でモデル化した動的解析を行い、上部構造の加速度応答と観測記録の近似度を検討している¹⁵⁾。

吉澤らは、1995 年兵庫県南部地震において瀬戸大橋と櫃石島橋で観測された地震観測記録から櫃石島橋の主要な固有振動モードの固有周期と、橋軸方向 1 次（遊動円木）のモード形を推定している。動的解析によって得られる櫃石島橋の加速度応答の再現性を高めるために、解析モデルのタワーリンクやエンドリンクの摩擦の影響を考慮する必要があることを報告している¹⁶⁾。鈴木らは、2000 年 10 月 6 日の鳥取県西部地震において多々羅大橋で観測された地震観測記録と動的解析より得られた加速度応答を比較している¹⁷⁾。萩原らは、2001 年 3 月 24 日の芸予地震において安芸灘大橋で観測された地震観測記録に、動的解析より求めた加速度応答を近似させるために、各構造要素に与える減衰定数を変化させた動的解析を行っている¹⁸⁾。

設置されている地震計の制約から、複数の固有振動モード形を推定できているのは文献 13)のみである。また、上述した何れの研究も全ての基礎に同じ地震動（地盤上で観測された加速度記録）を作用させる形で動的解析を行い、動的解析より得られる加速度応答と地震観測記録の近似度を高めるために、各構造要素の減衰定数をパラメト

リックに変化させている。

Siringoringo, Fujino らは、首都高速道路における吊形式橋梁 4 橋を対象に、多入力・多出力(MIMO: Multiple input-multiple output)システムに適用可能な多モード同時同定アルゴリズムを用いて、複数の固有振動モードに関して固有周期とモード形およびモード減衰定数を推定している。ここで対象としている橋梁は、横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋、およびかつしかハープ橋である^{19)~21)}。

また、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震の本震ならびにその余震において、横浜ベイブリッジの地震応答記録が収録されており、藤野らは、大地震時の振幅が大きい領域では、主塔と端部橋脚位置のリンク支承は、耐震設計の動的解析モデルで想定したとおり機能していることを明らかにしている⁹⁾。

海外では、吊橋の Vincent Thomas 橋を対象とした Smyth らの研究²²⁾、斜張橋の Evripos 橋を対象とした Lekidis らの研究²³⁾、斜張橋の Cape Girardeau 橋を対象とした Celebi の研究²⁴⁾がある。何れも、多点同時計測を行っており、固有振動特性の推定やモニタリングに着目した研究を行っている。

本研究で対象とする横浜ベイブリッジとレインボーブリッジおよび鶴見つばさ橋も、多点同時観測が行われている。特に、横浜ベイブリッジは、上述したどの橋梁よりも数多くの地震計が設置されているだけでなく、数多くの地震記録が得られていることから、世界的にみても類い希な橋梁であるといえる⁴⁾⁹⁾。

本研究は、文献 13)から文献 18)における既往の研究とは次の点が異なる。

3 橋梁とも固有振動特性は、固有周期だけでなく、複数の固有振動モード形を推定することができる。また、3 橋梁とも各基礎構造位置で周辺地盤もしくは基礎構造上部に地震計が設置されており、多点異入力問題として動的解析を行うことができる。

なお、文献 19)から文献 24)が対象としている同定手法やモニタリングは、本研究では対象としていない。また、Siringoringo, Fujino らが求めたモード減衰定数²¹⁾から最小 2 乗法によって Rayleigh 型粘性減衰マトリックスを作成し²⁵⁾、それを動的解析に用いた。これより、減衰力のモデル化は、実現象をある程度再現することができているとみなし、本研究では減衰定数をパラメータとした検討は行っていない。

3. 3 3橋梁における地震観測状況と耐震設計モデル

3. 3. 1 検討対象橋梁

表-3.1は、検討対象とする3橋梁の構造と建設時の耐震設計の概要を整理したものである^{26)~29)}。各橋を写真3.1に示す。

横浜ベイブリッジは、横浜港の入り口である大黒埠頭と本牧埠頭を結ぶ中央径間長460m、全長860mの3径間連続鋼補剛トラス斜張橋である。主桁は上層に首都高速道路、下層に一般国道が走行するダブルデッキトラスの2層構造からなり、その主桁を2面のファン型ケーブルで吊っている。下層の一般国道は2004年4月に暫定2車線で供用が開始されている。下部構造は、支持地盤が深く起伏が激しいため多柱式基礎を採用している。主塔と主桁の橋軸方向支持形式は、短いリンク構造を採用し、温度応力を開放するとともに、地震力に対しては橋の固有周期を長くして免震構造とし、主塔と端橋脚に作用する地震力を軽減したうえに、地震時における主桁の橋軸方向変位を抑制している^{26),29)}。

レインボーブリッジは、東京湾の芝浦地区と台場地区の航路上に架かる中央径間長570m、側径間114m、全長798mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。補剛トラスはダブルデッキ構造となっており、上層に首都高速道路、下層に臨港道路と新交通システムのゆりかもめ、および遊歩道が併設されている。下部構造は、ニューマチックケーソン基礎構造を採用している^{27),29)}。

鶴見つばさ橋は、横浜市内の鶴見航路に架かる中央径間長510m、全長1020mの3径間連続鋼斜張橋である。上部構造は、逆Y形の主塔から扁平1箱桁を1面で吊っている1面吊り3径間連続鋼斜張橋である。鋼製主塔は、鋼殻部を介してSRC橋脚に支持されており、下部構造は洪積層を支持地盤とするニューマチックケーソン基礎構造を採用している。主塔と主桁を結ぶ橋軸方向支持形式は、弾性拘束ケーブルを採用するとともに、弾性拘束ケーブルの地震時の安全性向上と橋梁全体系としての減衰性能の向上を期待して、主塔部には圧力制御機構を有するペーン型オイルダンパーが設置されている^{28),29)}。

横浜ベイブリッジとレインボーブリッジは、工事着手前の架橋地点において、設計地震動の設定と軟弱な表層地盤の地震時挙動の解明を目的に、鉛直アレー地震観測が行われており、表-3.1に示した設計地震動は、その地震観測の成果に基づいて定められている。両架橋地点とも、耐震設計に直接用いることができるような大きな地震動



(1)横浜ベイブリッジ



(2)レインボーブリッジ



(3)鶴見つばさ橋

写真 3.1 検討対象とする長大吊構造系橋梁

表-3.1 検討対象とする長大吊構造系橋梁の基本的な構造諸元と耐震設計の概要 26)~29)

	横浜ベイブリッジ	レインボーブリッジ	鶴見つばさ橋
開 通	1989.9	1993.8	1994.12
橋梁形式	3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋	3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋	一面吊り 3 径間連続鋼斜張橋
橋 長(m)	860	798	1020
支間割(m)	198.5+460+198.5	114+570+114	255+510+255
主 桁	ダブルデッキートラス桁	主構：平行弦ワーレントラス 横構：K トラス	シングルデッキ箱桁
主 塔	内傾 H 型ラーメン構造 (鋼製)	3 層ラーメン構造 (橋軸方向には基部 固定塔頂ヒンジのフレキシブル系)	逆 Y 形ラーメン構造 (基部 SRC 構造)
ケーブル形式	セミファン 2 面吊り	—	マルチファン 1 面吊り
基 礎	多柱基礎	ニューマチックケーソン	ニューマチックケーソン
耐震設計の 適用基準	横浜港横断橋設計基準・耐震設計基 準	東京港連絡橋 (吊橋) 設計基準・耐 震設計基準	鶴見航路橋耐震設計基準—上部構造 編一, —下部構造編一
工学的基盤面 上で設定され た入力地震動			
耐震設計に用 いた動的解析 モデル	基礎構造と周辺地盤も解析モデル に考慮した上部構造—下部構造—周 辺地盤系モデル。 減衰定数は、主塔：2%、補剛桁と ケーブル：2%、下部構造～地盤系： 10%である。	基礎構造と周辺地盤も解析モデル に考慮した上部構造—下部構造—周 辺地盤系モデル。 減衰定数は、塔：2%、補剛桁とケ ーブル：2%、下部構造：20%、地盤： 8%である。	基礎構造と周辺地盤も解析モデル に考慮した上部構造—下部構造—周 辺地盤系モデル。 減衰定数は、主塔：2%、補剛桁と ケーブル 2%、下部構造：20%、地盤： 自由地盤の動的解析より得られた等 価減衰定数を用いる。
主要な固有振 動モードの固 有周期	橋軸方向 Sway：7.82 秒 橋軸直角方向桁の水平たわみ対称 1 次：3.55 秒	中央径間桁の鉛直たわみ逆対称 1 次 と橋軸方向 Sway：6.45 秒 芝浦側側径間橋軸方向 Sway：4.37 秒 台場側側径間橋軸方向 Sway：4.34 秒 橋軸直角方向桁の水平たわみ対称 1 次：8.59 秒	橋軸方向 Sway：2.91 秒 橋軸直角方向桁の水平たわみ対称 1 次：4.00 秒

は観測されていないので、工学的基盤面上で観測された地震動の規準化加速度応答スペクトルを求め、それに、地震危険度解析によって得られた工学的基盤面上の最大加速度を乗じて設計地震動を定めている^{26),27)}。なお、鶴見つばさ橋の設計地震動も、これらの地震観測記録を参考に定められている²⁸⁾。

3橋梁とも、基礎構造が大きいことや周辺地盤が軟らかいということから、基礎構造と周辺地盤の動的相互作用効果を考慮するために、上部構造と下部構造および周辺地盤を一体とした動的解析モデルを用いて、橋梁の耐震設計に用いる応答断面力や応答変位を求めている。減衰定数は、3橋梁とも鋼材で構成される要素には2%が採用されている。下部構造や周辺地盤の減衰定数は、各架橋地点の表層地盤を対象とした非線形動的解析結果や基礎構造と地盤の動的相互作用効果に応じて橋梁毎に異なる値が用いられている²⁹⁾。

横浜ベイブリッジの多柱基礎は、基礎構造よりも上に存在する構造系の慣性力や周辺地盤の変位によって地震応答が支配され、基礎構造自身の振動が卓越することは少ないため逸散減衰効果も小さいと予想されるので減衰定数10%を採用している。レインボーブリッジや鶴見つばさ橋のケーソン基礎は、基礎構造自身の振動が短周期領域で卓越するため、逸散減衰効果も大きいと予想されるので減衰定数20%を採用している。地盤の減衰定数は、上述したように表層地盤の非線形動的解析結果より得られた等価減衰定数として8~10%以上の値を考慮している²⁹⁾。

表中には、3橋梁の主要な固有振動モードの固有周期を示してある。横浜ベイブリッジの橋軸方向1次の固有振動モードは周期7.82秒、橋軸直角方向1次の固有振動モードは周期3.55秒、レインボーブリッジの橋軸方向の主要な固有振動モードは周期4.34秒~6.45秒、橋軸直角方向1次の固有振動モードは周期8.57秒とともに長周期構造であることがわかる。3橋梁の中で一番固有周期が短い鶴見つばさ橋も、橋軸方向1次の固有振動モードは周期2.91秒、橋軸直角方向1次の固有振動モードは周期4.00秒とやはり長周期構造であることがわかる²⁹⁾。

横浜ベイブリッジとレインボーブリッジおよび鶴見つばさ橋は、建設時に耐震設計の検証を目的とした加振実験や常時微動観測が行われている。しかし、橋梁の動的応答に寄与する低次の固有振動モードに関する情報は、加振実験ではパワー不足によって励起されておらず、常時微動ではS/N比が小さいため明確な信号を観測することができていない^{26)~29)}。

3. 3. 2 地震計の多点観測状況と長周期地震記録

図-3.1 は、横浜ベイブリッジにおける地震計の設置状況を整理したものである。横浜ベイブリッジは、大黒側の端部橋脚に設置された相対変位計 1ch 含めて 86ch(加速度計は 85ch)の地震計が設置されている。海底面下約 100m の土丹層に地震計を設置しており、各多柱基礎の上下と主塔のフーチング上にも地震計が設置されている。横浜ベイブリッジでは、地盤と基礎構造だけでも 35ch 分の地震観測記録が得られるようになっている。残り 50ch の加速度計の全てが上部構造に設置されている。トリガーは、土丹層内に設置された地震計 3 成分のどれかが 0.8gal を感知した場合に、地震記録の収録が開始される。

図-3.2 は、レインボーブリッジにおける地震計の設置状況を整理したものである。レインボーブリッジは、補剛桁と塔間に設置された相対変位計 12ch を含めて 64ch(加速度計は 52ch)の地震計が設置されている。アンカレイジと主塔基礎の各位置で、海底面下約 35~45m の土丹層に地震計を設置しており、アンカレイジと主塔基礎に設置された地震計を含めると 18ch が地盤と基礎構造に設置されている。トリガーは、当初、土丹層内に設置された各地震計 3 成分のどれかが 1.0gal を感知した場合に、地震記録の収録が開始されるようにしていたが、その地震計が故障したために、2004 年の新潟県中越地震が観測された時には、芝浦側アンカレイジ内に設置された起動用センサーが 0.8gal を感知したときに地震記録の収録が開始されるように変更されていた。

図-3.3 は、鶴見つばさ橋における地震計の設置状況を整理したものである。鶴見つばさ橋は、扇島側の主塔と端部橋脚に設置された相対変位計 2ch を含めて 50ch(加速度計は 48ch)の地震計が設置されている。鶴見つばさ橋の地中地震計は、扇島主塔位置の工学的基盤面(泥岩、海底面下約 40m)と基礎構造の支持層位置(洪積砂質土、海底面下約 20m)に設置されており、地盤と基礎構造で 24ch が設置されている。トリガーは、当初、工学的基盤面に設置された地震計で起動させていたが、その地震計が故障したために、2004 年の新潟県中越地震が観測された時には、扇島側主塔基礎重心位置の地震計 3 成分のどれかが 1.0gal を感知した場合に、地震記録の収録が開始されるように変更されていた。

図-3.4 は、横浜地区の横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋、東京地区のレインボーブリッジで観測された地震の気象庁震度階と震央距離の関係である。気象庁震度階は、レインボーブリッジは東京都千代田区大手町、横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋は横浜市中区山手町での値である。図に示した期間内に横浜ベイブリッジの架橋地点で観

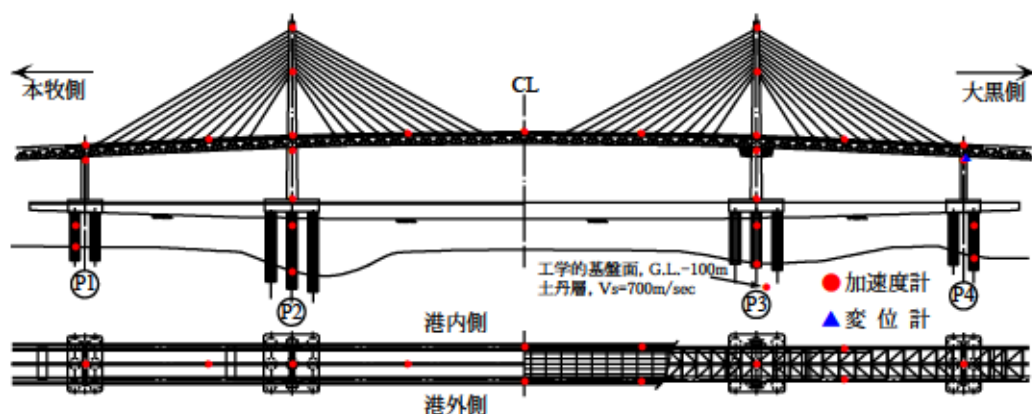


図-3.1 横浜ベイブリッジにおける地震計の設置状況

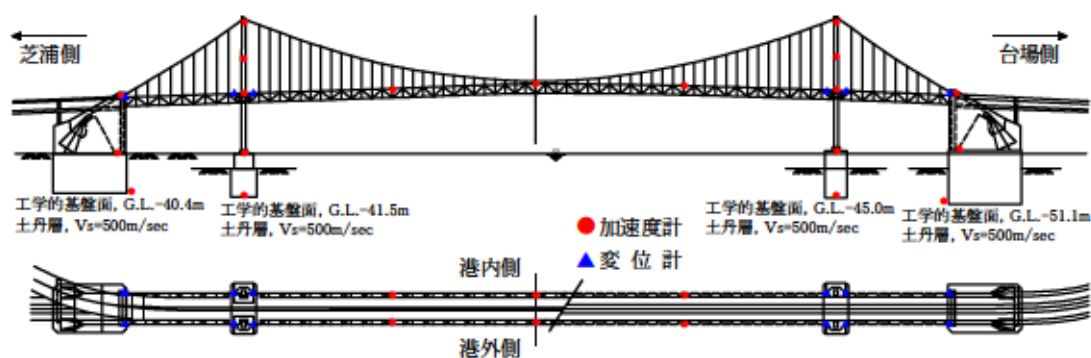


図-3.2 レインボーブリッジにおける地震計の設置状況

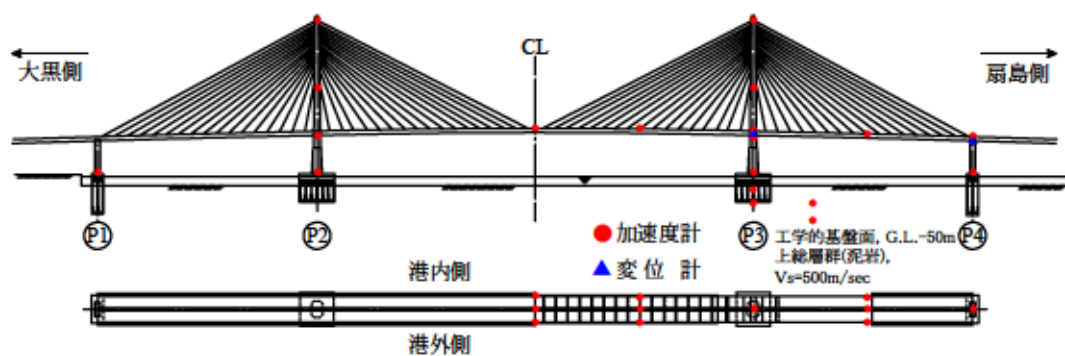


図-3.3 鶴見つばさ橋における地震計の設置状況

測された地震動に長周期成分が多く含まれていたのは、2004.9.5 三重県南東沖地震と2004.10.23 新潟県中越地震の2つであった²⁹⁾。図-3.5は、横浜ベイブリッジの工学的基盤面上で観測された水平方向の地震動の加速度応答スペクトルである。震央距離約350kmの2004.9.5 三重県南東沖地震は、震央距離約220kmの2004.10.23 新潟県中越地震よりも長周期成分が卓越していることがわかる。しかし、レインボーブリッジでは2004.9.5 三重県南東沖地震による記録が観測されていなかったため、本研究では、3橋梁で観測記録が得られている2004.10.23 新潟県中越地震の地震観測記録を対象とした。上述したように、2004.9.5 三重県南東沖地震も横浜ベイブリッジの振動を励起しており、この地震観測記録についても一部研究の対象としている。

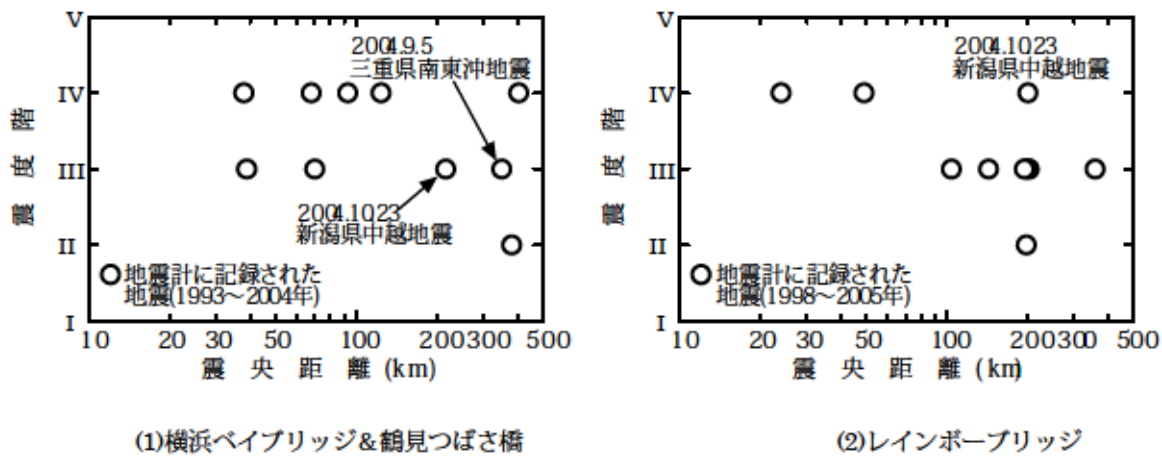


図-3.4 首都高速道路の長大吊構造系橋梁架橋地点で観測された地震

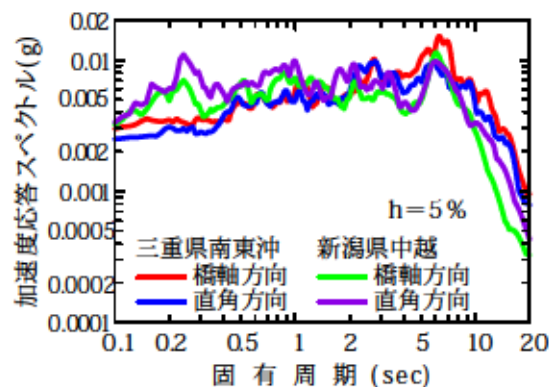


図-3.5 横浜ベイブリッジの工学的基盤面上で観測された地震動の水平方向2成分

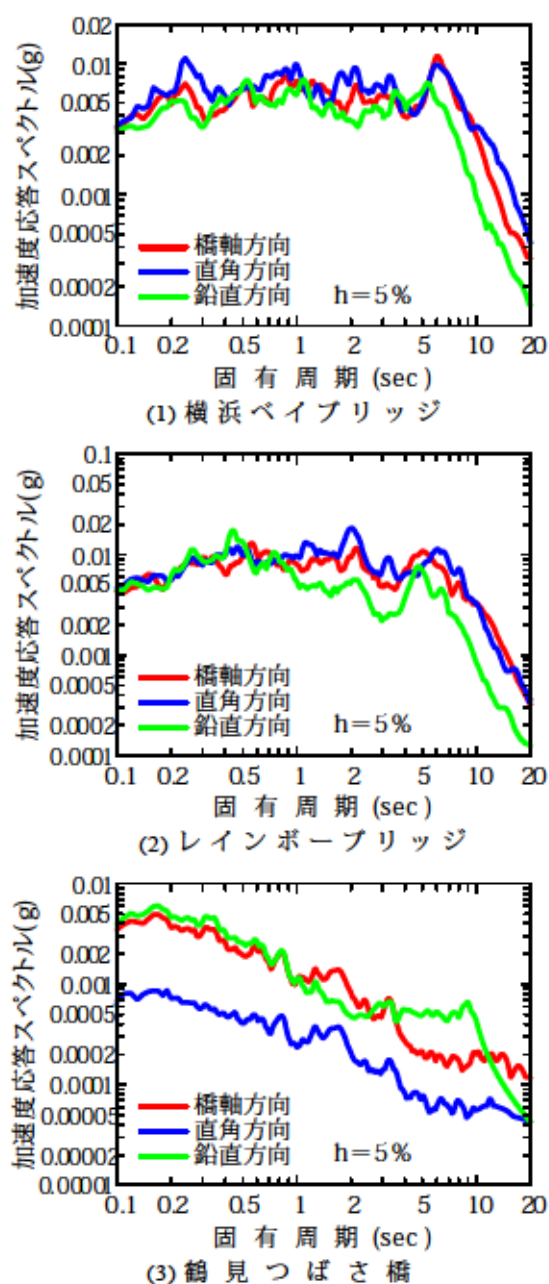
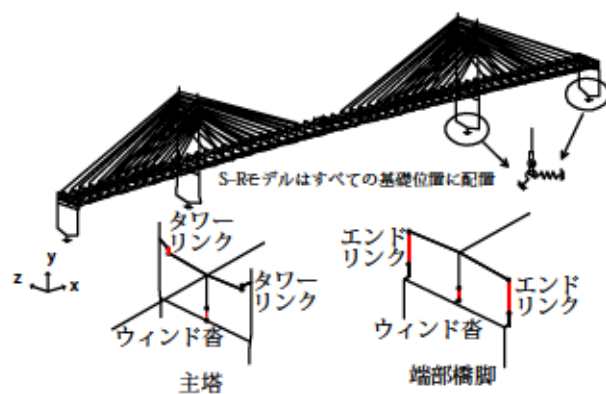


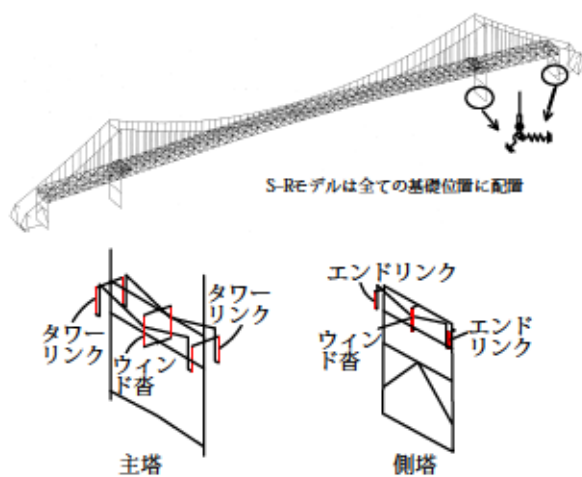
図-3.6 3橋梁の架橋地点の工学的基盤面上で観測された2004.10.23新潟県中越地震による地震動

図-3.6は横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋の工学的基盤面上で観測された加速度波形から求めた加速度応答スペクトルである。レインボーブリッジは、芝浦側アンカレイジ支持層で観測されたものである。水平成分の加速度応答スペクトルに着目すると、工学的基盤面の上に沖積層が厚く堆積する横浜ベイブリッジとレインボーブリッジでは、周期0.3秒から周期10秒付近まで加速度応答スペクトル

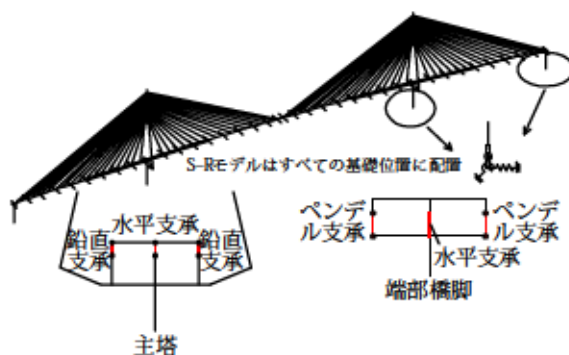
の大きさがほぼ一定となっていることがわかる。工学基盤面より上層において洪積層が厚く堆積しその上に沖積層が薄く堆積している鶴見つばさ橋では、加速度応答スペクトルは周期 0.2 秒よりも長周期側では周期が長くなるとともにその大きさが急激に低下していることがわかる。



(1) 横浜ベイブリッジ



(2) レインボーブリッジ



(3) 鶴見つばさ橋

図-3.7 耐震補強設計に用いた動的解析モデル

3. 3. 3 耐震設計の動的解析モデル

本研究で対象とした耐震設計に用いる動的解析モデルは、図-3.7に示す基礎構造—地盤間をS-Rばねでモデル化した橋梁全体系モデルである^{29)~29)}。図には、支承部付近のモデル化とS-Rばねによるモデル化を示してある。S-Rばねモデルは、全ての基礎構造位置で、基礎構造の剛性と周辺地盤の動的変形係数を考慮して求めたものである。図に示すモデルは、3橋梁の建設時の耐震設計に用いられていた動的解析モデルを、レベル2地震動に対する耐震補強設計のために修正した動的解析モデルである。

各橋の動的解析モデルにおける非線形性の扱いは表-3.2に整理して示す²⁹⁾。主な修正点は、2次元モデルであったものを3次元モデルとしたこと、事前の線形動的解析によって非線形化すると予想された部材の非線形モデル化、桁がトラス部材によって構成されている横浜ベイブリッジとレインボーブリッジでは建設時の耐震設計では1本の梁要素でモデル化されていたものをトラス部材の1本ごと解析モデルに考慮している。また、建設時の耐震設計では、基礎構造本体と周辺地盤も解析モデルに考慮されていたが、レベル2地震動が作用する状況下では、基礎構造本体と周辺地盤間の非線形動的相互作用が十分解明されていないことを踏まえて、相対的に基礎構造よりも上に存在する構造要素の地震応答が大きく得られるS-Rばねモデルを採用している。

本研究で対象としている2004年新潟県中越地震は、3橋梁の架橋地点から約200km以上離れた所で起きた地震であるため、長周期成分が卓越しても、3橋梁に生じる地震応答は全て、線形域に留まると予想されたので、橋梁を構成する全ての部材を線形要素でモデル化している。各橋梁の支承条件と地震応答の再現において、その影響が大きいモデル化は次のとおりである。

横浜ベイブリッジの主桁は、鉛直方向には、長さ10mのエンドリンク（端部橋脚位置）と長さ2mのタワーリンク（主塔位置）で支持されており、リンクの軸受部は全方向の回転が可能となっている。橋軸直角方向には、端部橋脚と主塔位置に設置された水平支承（ウィンド杓）によって拘束されている。これらの支承構造は、耐震設計に用いる動的解析モデルでは、エンドリンクとタワーリンクを両端ピン部材としてモデル化し、ウィンド杓は水平力だけを伝える線形ばね要素でモデル化している。

レインボーブリッジの補剛桁は、主塔と側塔位置のリンクによって鉛直方向に支持されており、リンクの軸受部は全方向の回転が可能となっている。橋軸直角方向には、側塔と主塔位置に設置された水平支承（ウィンド杓）によって拘束されている。これらの支承構造は、耐震設計に用いる動的解析モデルでは、リンクを両端ピン部材とし

表-3.2 動的解析モデルにおける非線形性の扱い²⁹⁾

対象橋梁		幾何学的非線形性		骨組みモデル	
		有限変位	線形化有限変位	2次元	3次元
横浜ベイブリッジ	橋軸方向		○	○	
	直角方向		○		○
レインボーブリッジ	橋軸方向	○		○	
	直角方向	○			○
鶴見つばさ橋	橋軸方向		○		○
	直角方向		○		○
対象橋梁	構造要素		非線形性のモデル化		
横浜ベイブリッジ	主塔・端橋脚		曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで表現		
	補剛桁		線形要素		
	ケーブル		非抗圧部材		
	タワーリンク		幾何学的非線形性による復元力を非線形弾性（硬化型バネ）で表現		
	ウィンドタンク		3次元シェル要素を用いた Push-over 解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現		
	基礎構造～周辺地盤系		基礎構造の地震時保有耐力照査モデルより得られるフーチング底面位置における荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現		
	本橋と隣接橋梁間の衝突		インパクトバネで表現		
レインボーブリッジ	主塔・側塔		曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで表現		
	補剛桁		線形要素		
	主ケーブル		線形要素		
	ハンガー		非抗圧部材		
	センタースティとエンドスティ		レベル1地震動で破断するので無視		
	ウィンドタンク		3次元シェル要素を用いた Push-over 解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現		
	アンカレイジ		剛体2自由度系		
	基礎構造～周辺地盤系		基礎構造の地震時保有耐力照査モデルより得られるケーソン基礎上面位置における荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現		
	補剛桁と塔間の衝突		インパクトバネで表現		
鶴見つばさ橋	主塔		曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで表現		
	SRC橋脚	端橋脚	曲げモーメント-曲率関係を Takeda 型モデルで表現		
		主塔位置	せん断損傷が先行すると予想されたので、線形要素とした場合と、曲げモーメント-曲率関係を Takeda 型モデルで表した場合の2種類のモデルを作成		
	ケーブル		非抗圧部材		
	弾性拘束ケーブル		圧縮力に抵抗できない、スリップ型のバイリニアモデルで表現		
	橋軸方向ストッパー		3次元シェル要素を用いた Push-over 解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現		
	ベーン型ダンパー		レベル2地震動が作用すると早い段階でその機能が失われると予想されたので、減衰力と速度の関係を考慮した非線形粘性ダンパーで表した場合と、ベーン型ダンパーを無視した場合の2種類のモデルを作成		
	基礎構造～周辺地盤系		基礎構造の地震時保有耐力照査モデルより得られるケーソン基礎上面位置における荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現		
	本橋と隣接橋梁間の衝突		インパクトバネで表現		

てモデル化し、ウィンド杓は水平力だけを伝える線形ばね要素でモデル化している。

鶴見つばさ橋の主桁は、鉛直方向には、端橋脚位置のペンデル支承と主塔位置の鉛直支承で支持されている。ペンデル支承は、アイバー形式となっており、橋軸直角軸回りの回転が可能となっている。橋軸直角方向には、端部橋脚と主塔位置に設置された水平支承によって拘束されている。これらの支承構造は、耐震設計に用いる動的解

析モデルでは，ペンデル支承は両端ピン部材としてモデル化し，水平支承と鉛直支承は境界条件によってモデル化している．

3. 4 実橋の多点観測記録に基づく動的解析応答値の再現性の検討

3. 4. 1 固有振動特性の推定と再現性

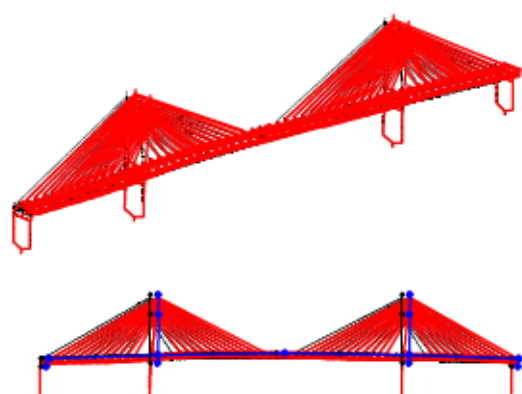
(1) 固有振動特性の推定方法

地震計の多点観測記録からの固有振動モードの推定は、動的解析モデルを用いた固有値解析から得られる固有周期 T_i を参考に、次のように行った。加速度波形をフーリエスペクトルに変換し、固有振動モードが存在すると予想される周期範囲(T_i の付近)の成分のみを残し、フーリエ逆変換することによって、 i 次の固有振動モードによる加速度応答波形を求めた。周期範囲は、固有値解析において最も大きな変位が得られた位置付近に設置されている地震計の加速度波形のフーリエスペクトルに着目し、 T_i の前後で明確なピークが現れている範囲を対象とした。加速度応答波形は、地震計の設置個数分だけ得られ、ある時刻 t における振幅を線で結ぶことで固有振動モード形が得られる。その際、最も大きな加速度応答振幅(絶対値)が得られた位置の値が1となるように表示する。このようにして推定された固有振動モード形と、動的解析モデルを用いた固有値解析結果が近似している場合、地震記録から推定された固有周期 T_i をその固有振動モードの固有周期とした。

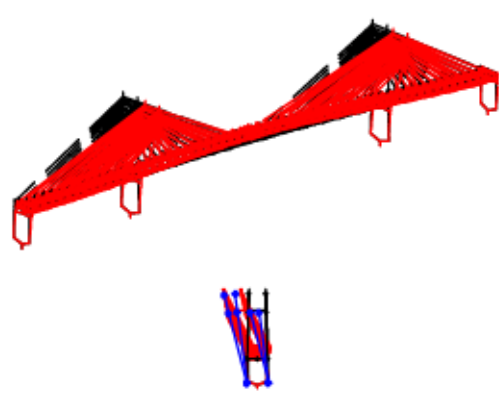
図-3.8 から図-3.10 には、3 橋梁の固有振動モード形と固有周期を示しているが、固有振動モード形の赤いラインは固有値解析結果で、青いラインは観測記録から推定されたものである。図中の黒いラインは、地震計が設置されている区間を線で結んだもので、振動しない状態での地震計の位置を表したものである。図-3.10 の(4)に示す鶴見つばさ橋の遊動円木の固有振動モードは、周期 3.24 秒付近と周期 3.51 秒付近の 2 つの周期ではほぼ等しい固有振動モード形が得られたので、観測記録から推定された固有振動モード形を青いラインと緑のラインで示してある。各固有振動モード形を記した横には、固有値解析から得られた固有周期を、その横の括弧内には、観測記録から推定された固有周期をそれぞれ示している。

(2) 横浜 ベイブリッジの固有振動モード形

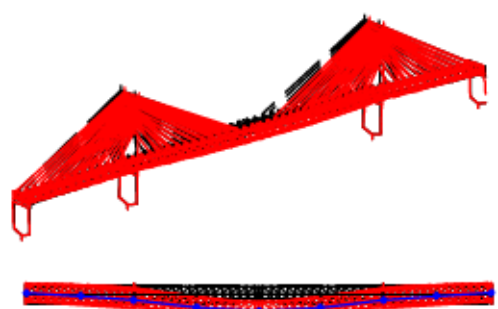
図-3.8 は、地震計の多点観測記録から推定された固有振動モード形と固有周期を、動的解析モデルを用いて得られた固有値解析結果と比較したものである。地震観測記録から推定された固有周期は、図の(1)遊動円木 7.62 秒、(3)桁の鉛直たわみ対称 1 次 2.95 秒、(6)鉛直たわみ逆対称 1 次 1.86 秒、(7)鉛直たわみ対称 2 次 1.28 秒、(2)桁の水平たわみ対称 1 次 3.46 秒、(8)桁のねじれ対称 1 次 1.18 秒、(4)主塔橋軸直角方向(主塔面内)で 2 つの主塔が異なる方向に変形する場合(逆位相) 2.54 秒、(5)同じ方向に



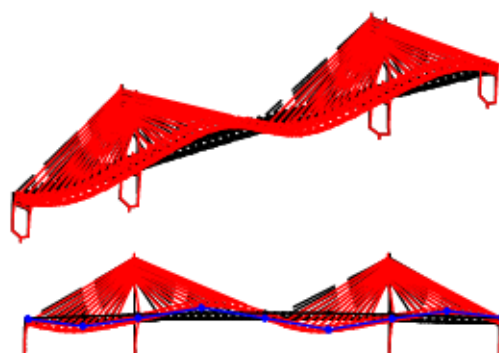
(1) 遊動円木 7.50 秒 (7.62 秒)



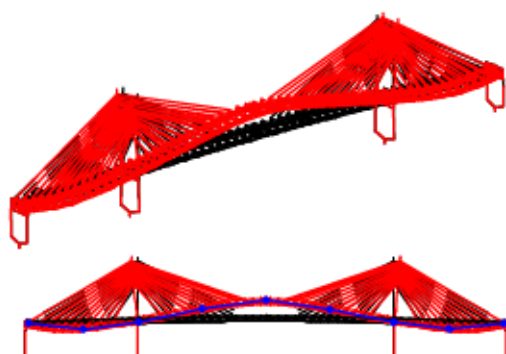
(5) 主塔面内 (同位相) 2.28 秒 (2.28 秒)



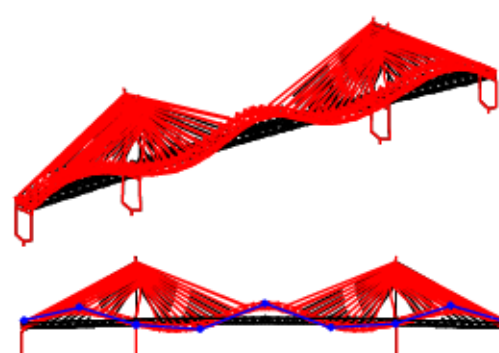
(2) 桁水平たわみ対称 1 次 3.45 秒 (3.46 秒)



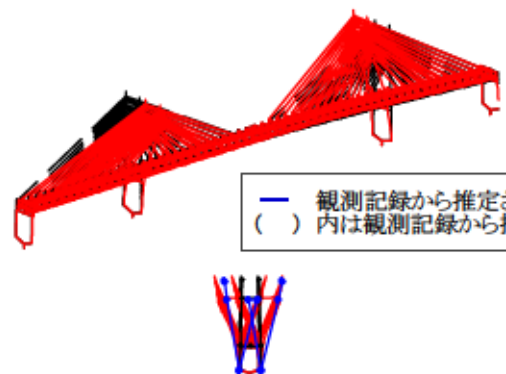
(6) 桁鉛直たわみ逆対称 1 次 2.08 秒 (1.86 秒),
耐震設計用モデルの場合 2.40 秒



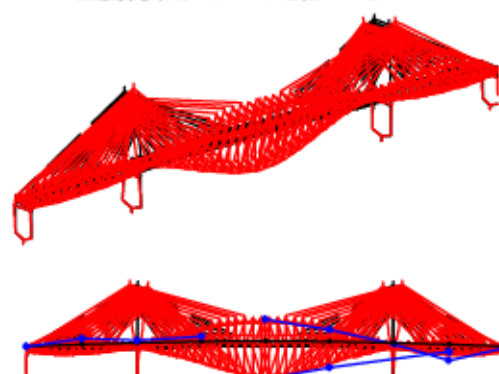
(3) 桁鉛直たわみ対称 1 次 3.15 秒 (2.95 秒),
耐震設計用モデルの場合 3.29 秒



(7) 桁鉛直たわみ対称 2 次 1.48 秒 (1.28 秒),
耐震設計用モデルの場合 1.57 秒



(4) 主塔面内 (逆位相) 2.36 秒 (2.54 秒)



(8) 桁ねじれ対称 1 次 1.10 秒 (1.18 秒)

— 観測記録から推定されたモード形
() 内は観測記録から推定された固有周期

図-3.8 横浜ベイブリッジの固有値解析結果と新潟県中越地震で観測された地震動から推定した固有振動特性の比較

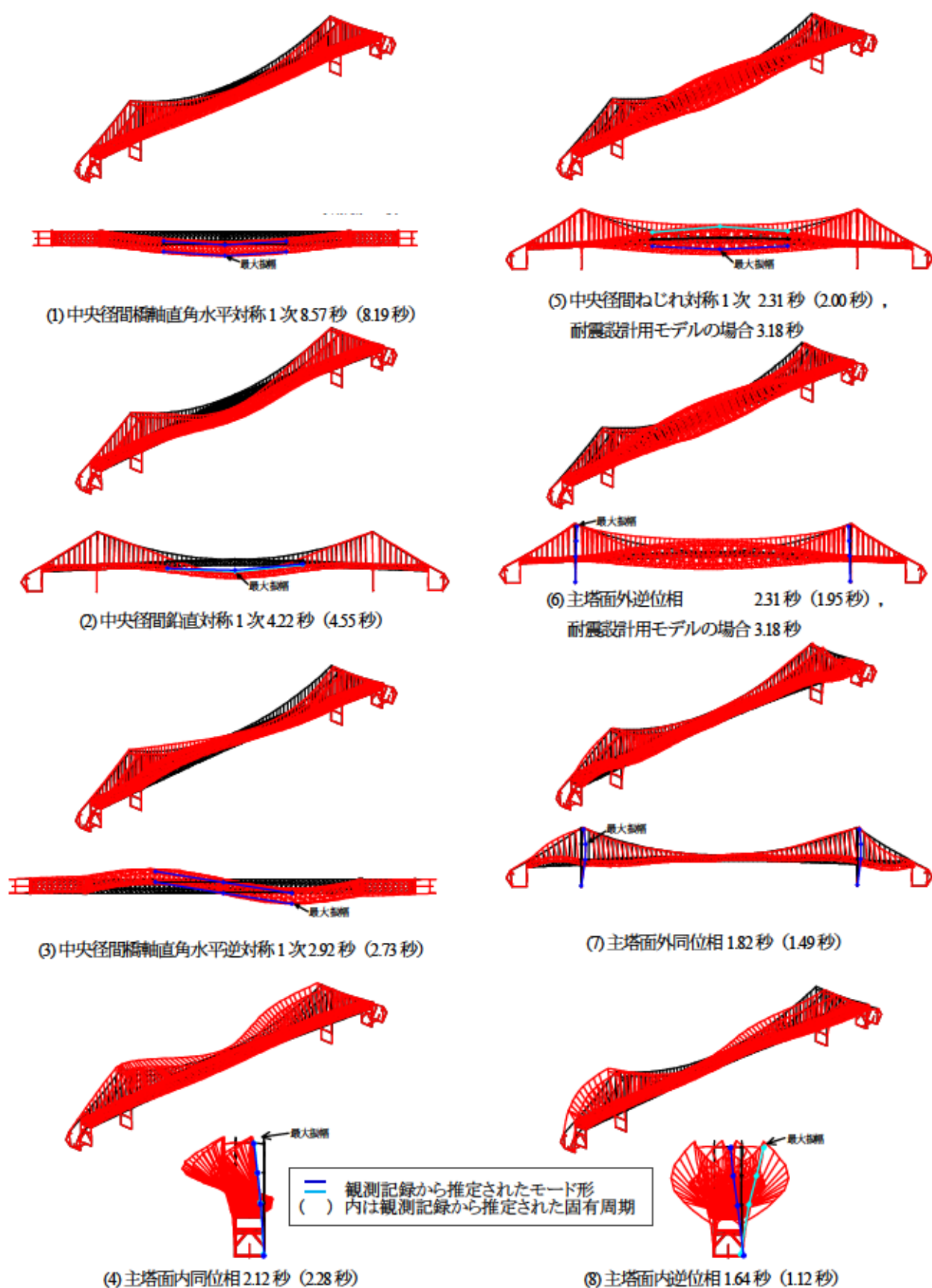


図-3.9 レインボブリッジの固有値解析結果と新潟県中越地震で観測された地震動から推定した固有振動特性の比較

変形する場合（同位相）2.28 秒である。推定された固有振動モード形のうち、桁の鉛直たわみ対称 1 次（図-3.8 の(3)参照）と逆対称 1 次（図-3.8 の(6)参照）および対称 2 次（図-3.8 の(7)参照）は、タワーリンクとエンドリンクの両端部の回転をフリーとした動的解析モデルでは、固有値解析より得られた固有周期が地震観測記録から得られた固有周期よりも約 1.1～1.3 倍長く得られていた。これは、約 200km 離れた震源で発生した 2004 年新潟県中越地震では、横浜ベイブリッジの主要な固有振動モード全てに大きな振動を生じさせるほどの力がなく、その結果、桁の鉛直たわみに関する固有振動モード形に対しては、タワーリンクとエンドリンクの両端部の摩擦力（回転）を超えることがなかったために、耐震設計で想定したようにリンクの両端部がフリーとならなかったからと考えられる。このことは、図-3.6 の(1)に示した加速度応答スペクトルの橋軸方向成分と鉛直方向成分が、周期 1.5 秒から 4 秒の領域で、その大きさが小さくなっていることからわかる。桁の鉛直たわみ対称 1 次と逆対称 1 次および対称 2 次は、そのことを考慮してタワーリンクとエンドリンクの橋軸直角軸回りの回転を固定として得られた固有周期とモード形を示してある。

修正した動的解析モデルから得られる橋軸方向に変位する 1 次の固有周期は約 2.9 秒となり、耐震設計で考慮されてきた遊動円木の固有周期や固有振動モード形から大きく異なっていた。図-3.6 の(1)に示した加速度応答スペクトルは、遊動円木の固有振動モードが存在すると予想される周期帯を含む 5 秒から 10 秒の間ではその大きさが他の周期成分よりも大きく得られているので、遊動円木の固有振動モード形は動的解析モデルと同じ境界条件のもとで励起されたと考えられる。桁の水平たわみ対称 1 次・逆対称 1 次と主塔面内（逆位相・同位相）および桁ねじれ対称 1 次は、タワーリンクとエンドリンクの橋軸直角軸回りの回転をフリーとした解析モデルとそれを固定とした解析モデルではほぼ等しい固有周期が得られていた。以上より、桁の鉛直たわみ対称 1 次と逆対称 1 次および対称 2 次以外の固有振動モードは、タワーリンクとエンドリンクの橋軸直角軸回りの回転をフリーとした耐震設計で用いる動的解析モデルから得られたものを示している。

(3) レインボーブリッジの固有振動モード形

図-3.9 は、地震計の多点観測記録から推定したレインボーブリッジの固有振動モード形と、動的解析モデルの固有値解析結果を比較したものである。

地震観測記録から推定された中央径間補剛桁の固有周期は、図の(1)水平たわみ対称 1 次 8.19 秒、(2)水平たわみ逆対称 1 次 2.73 秒、(3)鉛直たわみ対称 1 次 4.55 秒、(5)ねじれ対称 1 次 2.00 秒である。側径間補剛桁の固有周期は、図には示さないが橋軸方向 1 次芝浦側 1.49 秒、台場側 1.15 秒である。主塔の固有周期は、(6)橋軸方向の逆位相 1.95 秒、(7)同位相 1.49 秒、(4)橋軸直角方向の同位相 2.28 秒、(8)逆位相 1.12 秒である。レ

インボープリッジの建設時には、展望施設のあるアンカレイジ上屋の耐震設計が課題となっていた。そのため、上屋の耐震設計法の検証を目的としてアンカレイジにも地震計が設置されており、アンカレイジの固有振動モードも数多く推定することができる。アンカレイジの橋軸方向は芝浦側 0.37 秒、台場側 0.42 秒、橋軸直角軸回りの回転（橋軸回転）は芝浦側 0.23 秒、台場側 0.25 秒である。アンカレイジの橋軸直角方向は芝浦側 0.47 秒、台場側 0.55 秒、橋軸回りの回転（橋軸直角回転）芝浦側 0.27 秒、台場側 0.31 秒である。

中央径間ねじれ対称 1 次 2.31 秒（図-3.9 の(5)参照）と主塔橋軸 1 次（逆位相）2.31 秒（図-3.9 の(6)参照）は、上下弦材位置に集約していた補剛桁の質量を、横桁中央と上下弦材位置に分散させた解析モデルから得られたもので、補剛桁の質量を上下弦材位置のみに配置していた解析モデルから得られた固有周期 3.18 秒よりかなり短い。地震観測記録から推定された中央径間ねじれ対称 1 次の固有周期が 2.0 秒、主塔橋軸 1 次（逆位相）が 1.95 秒であることから、補剛桁の質量を上下弦材位置のみに配置していた解析モデルは、中央径間補剛桁のねじれの固有周期を長周期側に評価していることがわかる。レインボープリッジの耐震補強設計では、この点を修正した動的解析モデルを用いている。

2004 年新潟県中越地震の地震観測記録からは、耐震設計上重要な中央径間補剛桁の遊動円木の固有振動モードを推定することができなかった。動的解析モデルから推定される中央径間補剛桁の遊動円木モードの固有周期は、5.61 秒である。なお、Siringoringo, Fujino らは、同じ地震記録からレインボープリッジの橋軸方向 1 次の固有周期を約 1.44 秒と推定しているが²⁰⁾、これは、本研究で推定した芝浦側側径間橋軸方向の 1 次 1.49 秒に相当する。

(4) 鶴見 つばさ橋の固有振動モード形

図-3.10 は、地震計の多点観測記録から推定した鶴見つばさ橋の固有振動モード形と、動的解析モデルの固有値解析結果を比較したものである。主桁の鉛直曲げたわみの(1)対称 1 次 4.59 秒、(3)逆対称 1 次 3.37 秒、(5)対称 2 次 1.90 秒、(6)逆対称 2 次 1.64 秒、および水平たわみの(2)対称 1 次 3.41 秒、(4)遊動円木の 3.24 秒は基礎の回転と連成モード、3.51 秒は基礎の並進と連成モードである。

主桁の水平曲げ対称 1 次（図-3.10 の(2)参照）は、動的解析モデルの主塔位置支承の鉛直軸回りの回転を拘束したモデルから得られたもので 3.97 秒が 3.34 秒となり、地震観測記録から推定された 3.41 秒により近づいている。これは、横浜ベイブリッジの

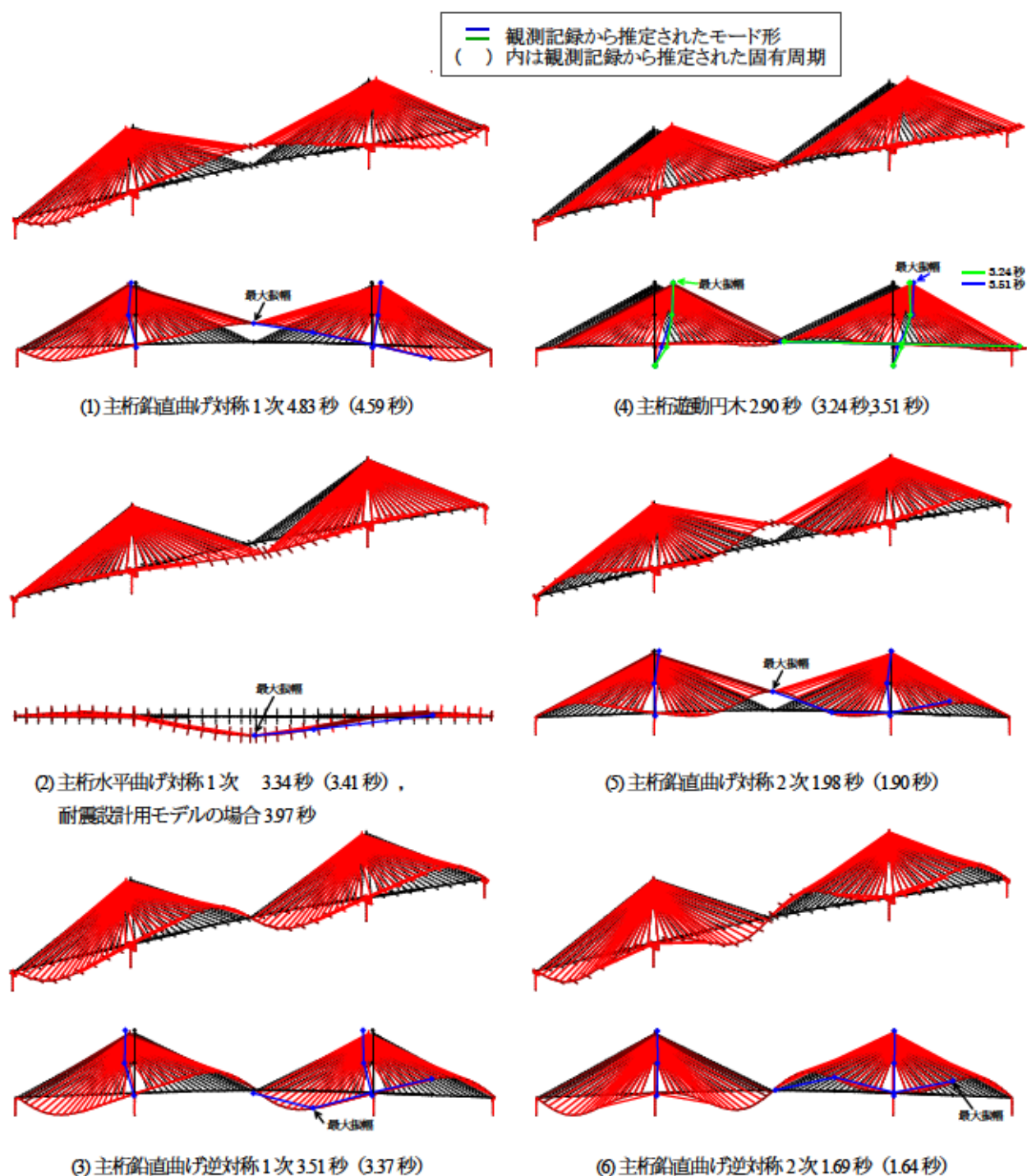


図-3.10 鶴見つばさ橋の固有値解析結果と新潟県中越地震で観測された地震動から推定した固有振動特性の比較

ところで述べたように、約 200km 離れた震源で発生した 2004 年新潟県中越地震では、鶴見つばさ橋の橋軸直角方向の固有振動モードに大きな振動を生じさせるほどの力がなく、その結果、主塔位置支承の鉛直軸回りの摩擦力（回転）を超えることができなく、耐震設計で想定したようにフリーとならなかったからと考えられる。このことは、図-3.6 の(3)に示した加速度応答スペクトルの橋軸直角方向成分が橋軸方向成分と鉛直方向成分に比較してかなり小さいことからわかる。

(5) 3 橋梁の固有周期の整理

図-3.11から図-3.13は、図-3.8から図-3.10に示した固有振動モードの固有周期を、地震観測記録のフーリエスペクトルから推定した値、動的解析モデルの固有値解析結果、建設時に実施された振動実験や常時微動から推定した値を比較する形で示してある。図より、境界条件の違いを考慮すれば、耐震設計に用いる動的解析モデルによって地震観測記録から推定される固有振動モードを実用上十分な精度で再現できることがわかる。

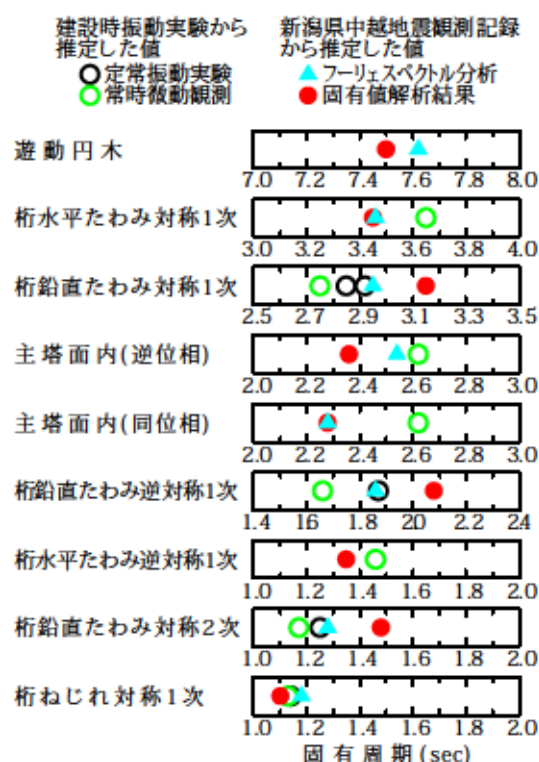


図-3.11 各種方法によって推定された横浜ベイブリッジの固有周期の比較

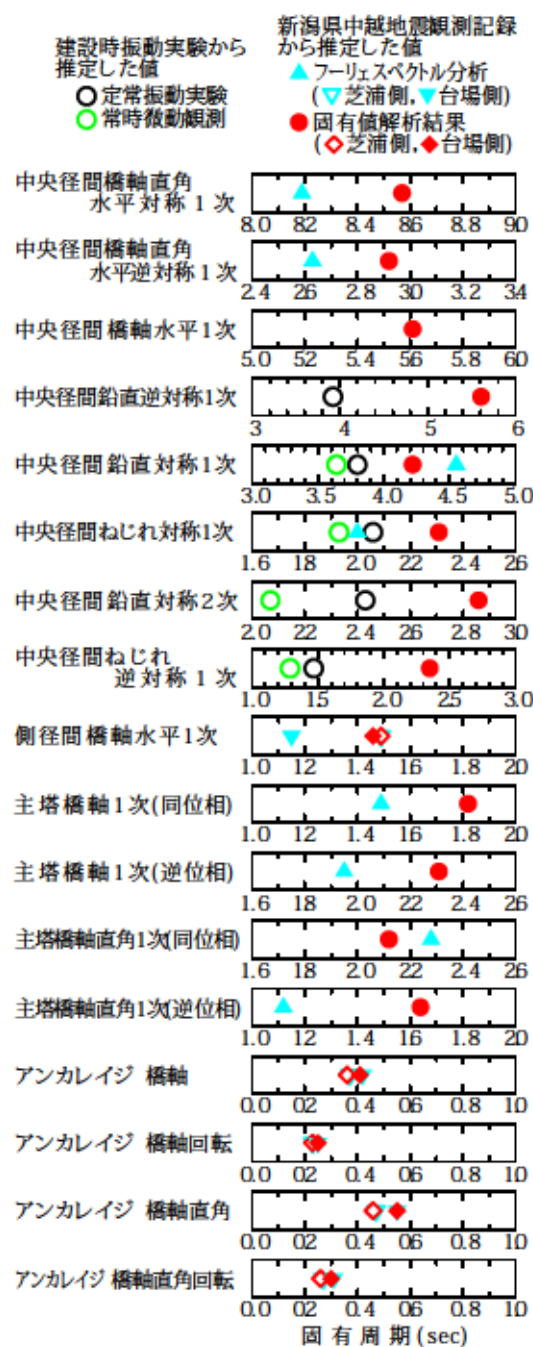


図-3.12 各種方法によって推定されたレインボーブリッジの固有周期の比較

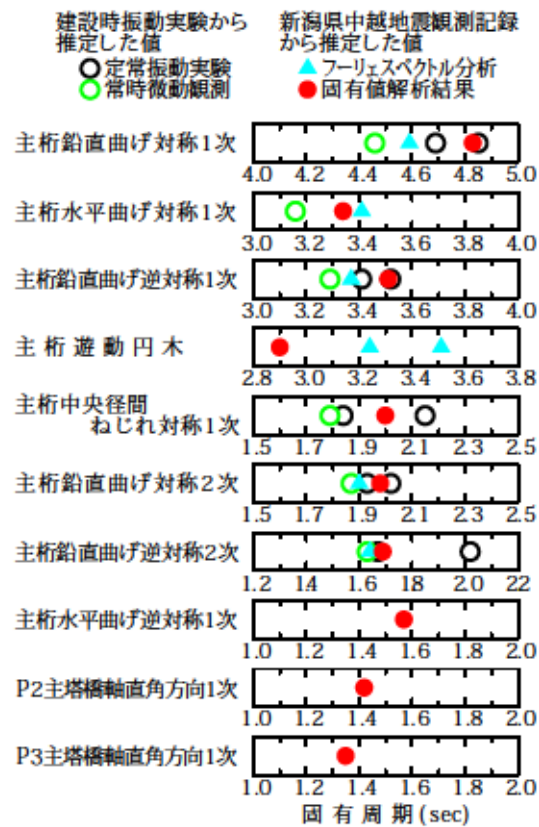


図-3.13 各種方法によって推定された鶴見つばさ橋の固有周期の比較

3. 4. 2 加速度応答の再現性

(1) 多点 異入力問題としての地震応答

3 橋梁で観測された加速度記録と Siringoringo, Fujino らが推定したモード減衰定数²¹⁾を用いて、動的解析モデルから、加速度応答波形を求めた。実際には、橋梁に作用する地震動は、各基礎構造位置で異なるが、一般的な耐震設計では、全ての基礎構造位置から同じ地震動が同時に作用すると仮定して動的解析が行われている。これは、各基礎構造位置で異なる地震動が作用する場合に比較して、同じ地震動が同時に作用すると仮定する方が大きな地震応答が得られるからである。しかし、地震観測によって得られた橋の地震応答を動的解析モデルによって再現するためには、各基礎構造位置から作用する地震動の違いを適切に考慮する必要がある。図-3.1 から図 3.3 に示すように、本研究で対象とした 3 橋梁は、そのために、各基礎構造位置に地震計が設置されている。

横浜ベイブリッジは、各基礎構造位置の多柱基礎の柱の上端部付近に設置された地震計で観測された 3 成分を入力地震動とした。レインボーブリッジは、水平 2 成分はアンカレイジ上と主塔基礎構造頂部に設置された地震計、鉛直成分は各基礎構造位置の支持地盤上に設置された地震計で観測された加速度波形を入力地震動とした。なお、台場側主塔基礎構造位置の支持地盤上の地震計（鉛直成分）は、故障しているため、各基礎構造位置で観測された加速度波形の水平成分のコヒーレンスを求めて、相関が最も高かった台場側アンカレイジ位置の地震計で観測されたもので代用した。鶴見つばさ橋は、各基礎構造頂部に設置された地震計で観測された 3 成分を入力地震動とした。なお、大黒側端橋脚位置の鉛直方向と大黒側と扇島側主塔位置の橋軸方向の地震計が故障していたため、各基礎構造頂部や P3 基礎構造重心位置と底面で観測された加速度波形のコヒーレンスを求めて、その相関度合いに応じて、大黒側端橋脚は主塔位置の鉛直方向、大黒側主塔は端橋脚位置の橋軸方向、扇島側主塔は同じ位置の基礎構造重心位置の橋軸方向の加速度波形で代用した。

3 橋梁の動的解析は、各基礎構造位置から異なる地震動が作用する多点異入力問題となる⁹⁾。図-3.14 に示した系を対象に多点異入力問題としての定式化を行う。なお、3 橋梁の耐震設計もそうであるように、線形域を対象とした動的解析では、多点異入力問題の定式化は、モーダルアナリシスにおいて行われているが^{30),31)}、本研究では、動的解析は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) による直接積分法を用いた。これは、前述したように本研究では、Siringoringo, Fujino らが求めたモード減衰定数²¹⁾から最小 2 乗法によって Rayleigh 型粘性減衰マトリックスを作成し²⁹⁾、それを動的解析に用いているからである。

構造物の絶対変位 \mathbf{X}_1 は、境界部に生じる絶対変位 \mathbf{X}_2 によって生じる構造物の絶対変位 \mathbf{X}_0 と、構造物の \mathbf{X}_0 を基準とした相対変位 \mathbf{Y} から構成されるとすると、式(1)が得られる。

$$\mathbf{X}_1 = \mathbf{X}_0 + \mathbf{Y} \quad (1)$$

構造物に作用する外力 \mathbf{P}_1 と変位 \mathbf{u}_1 ，境界に生じる反力 \mathbf{P}_2 と変位 \mathbf{u}_2 の関係は、式(2)で与えられる。変位 \mathbf{u}_1 ， \mathbf{u}_2 は、絶対座標系での値である。

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{P}_1 \\ \mathbf{P}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_1 \\ \mathbf{u}_2 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここに、

\mathbf{K}_{11} : 構造物の剛性と構造物と境界間のばねの和

$\mathbf{K}_{12} = \mathbf{K}_{21}$: 構造物と境界間のばね

\mathbf{K}_{22} : 構造物と境界間のばねと境界より外側の剛性の和

図-3.14より、構造物に作用する外力 $\mathbf{P}_1 = 0$ ， $\mathbf{u}_2 = \mathbf{X}_2$ を与えると、境界変位 \mathbf{X}_2 のみを与えたときに構造物に生じる変位 $\mathbf{u}_1 = \mathbf{X}_0$ を式(2)で求めることができる。

$$\mathbf{X}_0 = \left[-\mathbf{K}_{11}^{-1} \mathbf{K}_{12} \right] \mathbf{X}_2 = \mathbf{S} \mathbf{X}_2 \quad (3)$$

振動時のつり合い式は、次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{X}}_1 \\ \mathbf{P}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X}_1 \\ \mathbf{X}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{11} & \mathbf{C}_{12} \\ \mathbf{C}_{21} & \mathbf{C}_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}}_1 \\ \dot{\mathbf{X}}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに、

\mathbf{C}_{11} : 構造物の減衰と構造物と境界間の減衰の和

$\mathbf{C}_{12} = \mathbf{C}_{21}$: 構造物と境界間の減衰

\mathbf{C}_{22} : 構造物と境界間の減衰と境界より外側の減衰の和

境界変位 \mathbf{X}_2 を与えるときの構造物部のつり合い式は、式(5)で与えられる。

$$\mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{X}}_1 + \mathbf{K}_{11} \mathbf{X}_1 + \mathbf{C}_{11} \dot{\mathbf{X}}_1 = -\mathbf{K}_{12} \mathbf{X}_2 - \mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 \quad (5)$$

式(5)において、境界値である変位 $\mathbf{X}_2(t, z)$ と速度 $\dot{\mathbf{X}}_2(t, z)$ の両者を与えれば構造物の絶対座標系での応答が得られる。しかし、地震観測で得られているのは、加速度波形であるので、境界値として加速度 $\ddot{\mathbf{X}}_2(t, z)$ を与えた場合の式に展開する必要がある。式(1)の \mathbf{X}_0 に式(3)を代入し、それを式(5)に代入すると式(6)が得られる。

$$\mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K}_{11} \mathbf{Y} + \mathbf{C}_{11} \dot{\mathbf{Y}} = -\mathbf{M}_1 \mathbf{S} \ddot{\mathbf{X}}_2 - \mathbf{C}_{11} \mathbf{S} \dot{\mathbf{X}}_2 - \mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 \quad (6)$$

減衰のメカニズムは複雑であり、今、減衰 \mathbf{C} は剛性 \mathbf{K} に比例 $\mathbf{C} \propto \mathbf{K}$ すると仮定すると³²⁾、式(7)が得られる。

$$\mathbf{C}_{11} \mathbf{S} \dot{\mathbf{X}}_2 = -\mathbf{C}_{11} \mathbf{K}_{11}^{-1} \mathbf{K}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 = -\mathbf{C}_{11} \mathbf{C}_{11}^{-1} \mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 = -\mathbf{C}_{12} \dot{\mathbf{X}}_2 \quad (7)$$

式(6)に式(7)を代入すると、境界値として加速度 $\ddot{\mathbf{X}}_2(t, z)$ を与えた場合のつり合い式の式(8)が得られる。

$$\mathbf{M}_1 \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{K}_{11} \mathbf{Y} + \mathbf{C}_{11} \dot{\mathbf{Y}} = -\mathbf{M}_1 \mathbf{S} \ddot{\mathbf{X}}_2 \quad (8)$$

動的解析に用いる粘性減衰 \mathbf{C}_{11} は、次式で定義されるRayleigh型粘性減衰でモデル化する。

$$\begin{aligned} \mathbf{C} &= \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \\ h_i &= \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \end{aligned} \quad (9)$$

Rayleigh型粘性減衰の係数 α と β は、Siringoringo, Fujinoらによって推定されたモード減衰定数 \bar{h}_i と固有周期 $T_i (= 2\pi/\omega_i)$ の関係²¹⁾から、式(10)で定義される h_i と \bar{h}_i の差の全モードにわたる和が最小となるように α, β を決定した²⁵⁾。

$$\sum (h_i - \bar{h}_i)^2 \quad \text{または} \quad \sum |h_i - \bar{h}_i| \quad (10)$$

(2) 横浜 ベイブリッジの加速度応答の比較

図-3.15 は、Siringoringo, Fujino らによって推定されたモード減衰定数²¹⁾と式(10)の値が最小となるようにモデル化した Rayleigh 型粘性減衰の減衰特性である。

図-3.16 は、中央径間中央位置の水平 2 成分と鉛直成分の加速度応答波形とフーリエスペクトルを観測記録と解析で比較したものである。3 成分とも、観測記録には周期 0.5 秒よりも短周期の成分が存在するが、解析結果にはほとんど存在しない。これは、図-3.15 に示すように、Rayleigh 型粘性減衰が短周期領域で大きな減衰効果が得られるようにモデル化されているからである。本研究で対象とした 3 橋梁の長大吊構造系橋梁の上部構造の地震応答には、周期 1 秒よりも長周期の領域の固有振動モードが大きく寄与することから、周期 0.5 秒よりも短周期領域の周期成分の影響は小さいので、観測記録と解析結果を比較する上でこの周期帯には着目しないことにする。

橋軸方向は、周期 5 秒よりも長周期領域に振幅レベルは異なるが、形状が近似したスペクトルが存在することがわかる。しかし、観測記録には、周期 3 秒付近にも明瞭なピークを有する成分が存在しているのに対して、解析結果には、そのようなピークが存在しないことがわかる。この観測記録にみられる周期 3 秒付近の明瞭なピークは、前述したタワーリンクとエンドリンクの橋軸直角軸回りの回転を拘束した解析モデルより得られる橋軸方向に変位する 1 次の固有振動モードに相当し、これについては後述する。橋軸直角方向は、周期 0.5 秒よりも長周期領域において観測記録と解析結果のスペクトル形状は良く近似していることがわかる。鉛直方向は、振幅レベルの違いがあり、観測記録と解析結果でスペクトルのピークが存在する周期がわずかにずれていることがわかる。

図-3.17 は、周期 0.5 秒よりも短周期成分をカットして観測記録と解析結果の加速度の実効値を比較したものである。周期 0.5 秒より短周期側をカットした実効値に着目したのは、図-2.16 に示すように実測された加速度波形にはノイズも含めて数多くの短周期成分が含まれており、加速度の最大値は、スパイク状の振幅によってその値が決まっていることが多いからである。そのような最大値と、動的解析より得られた加速度波形の最大値を直接比較するのは、実体を見失う可能性がある。また、長周期構造物である長大吊構造系橋梁の地震応答には、周期 0.5 秒よりも短周期側の固有振動モードが地震応答に与える影響は小さいことも踏まえて、周期成分をカットする固有周期を 0.5 秒とした。

図より、橋軸方向と鉛直方向の実効値は、動的解析より得られる加速度の実効値の方

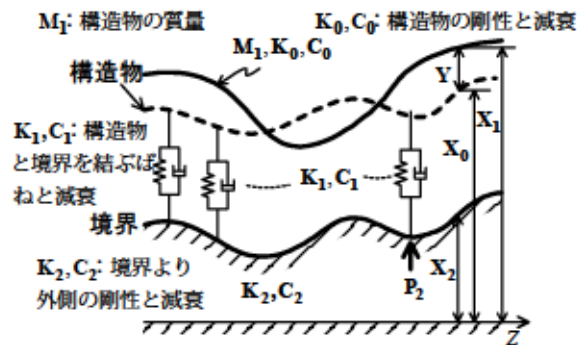


図-3.14 複数の境界から異なる地震動が作用する場合

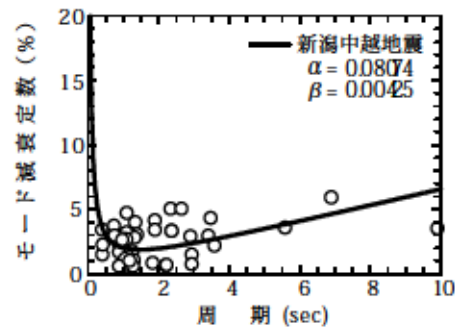
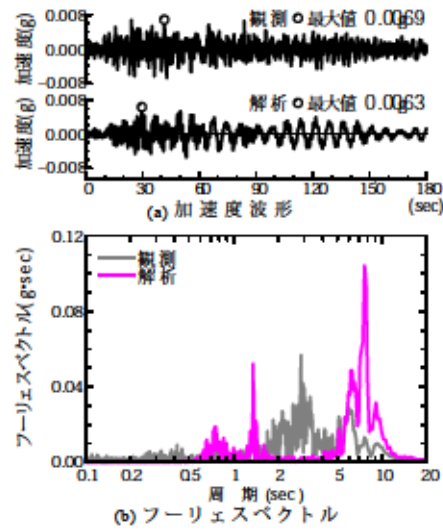
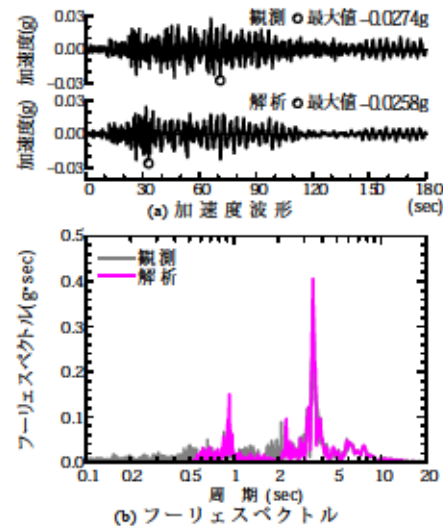


図-3.15 地震観測記録から推定したモード減衰定数²¹⁾の Rayleigh 型粘性減衰によるモデル化

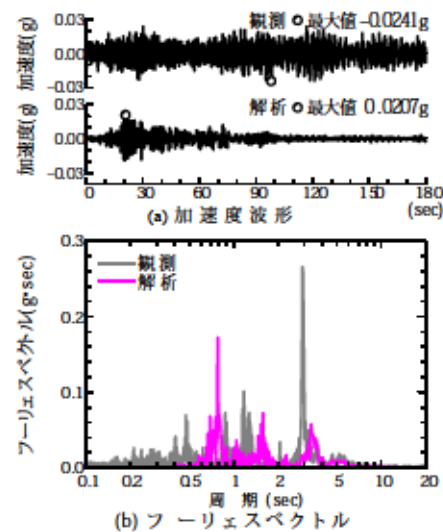
が大きく、橋軸直角方向は観測記録と動的解析結果は良く近似していることがわかる。図の(1)の(a)と(2)の(a)に着目すると主構と主塔および端橋脚の応答値とも解析結果の方が大きな値が得られている。加速度の実効値が動的解析と地震観測で大きく異なっているのは、タワーリンクとエンドリンクの両端部の摩擦力が時々刻々と変化しているため、両端ピン部材としてモデル化したリンクの境界条件が、実際の挙動と一致していないからと考えられる。タワーリンクとエンドリンクを両端ピン部材としてモデル化した場合、主塔や端部橋脚の橋軸方向の地震応答は主構の影響を受けにくいため、主塔や端部橋脚自身の固有振動モードでその地震応答が決まることになる。主塔や端部橋脚自身の固有振動モードの固有周期は、主構の重量がその振動に寄与しないので、その影響がある場合に比較して短周期となることから、加速度応答の実効値が解析の方が大きくなっている。



(1)中央径間中央（港内—橋軸方向）

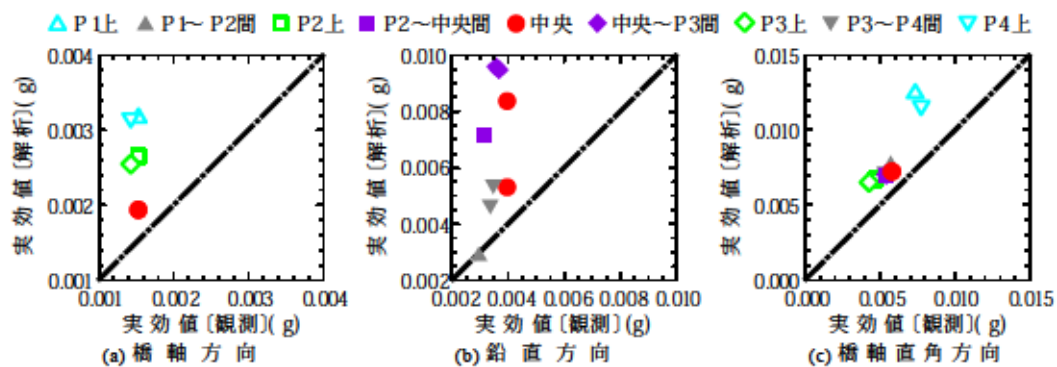


(2)中央径間中央（港内—橋軸直角方向）

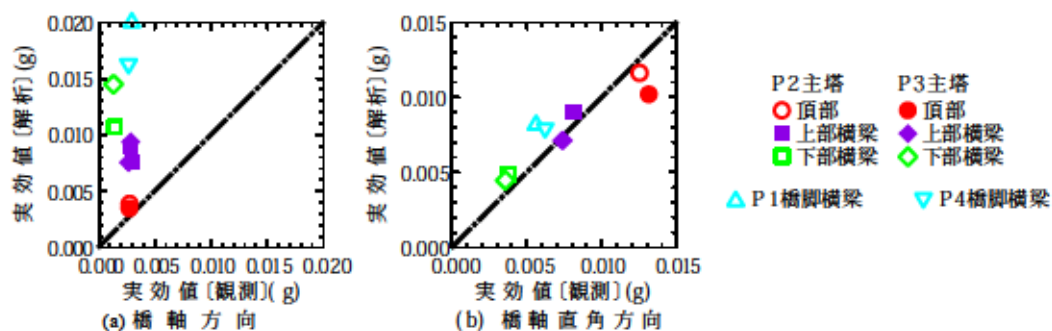


(3)中央径間中央（港内—鉛直方向）

図-3.16 横浜ベイブリッジの地震観測記録と動的解析結果の比較



(1) 主構における加速度の実効値



(2) 主塔と端橋脚における加速度の実効値

図-3.17 横浜ベイブリッジで観測された地震観測記録と動的解析結果の比較（加速度の実効値）

(3) レインボーブリッジの加速度応答の比較

図-3.18は、Siringoringo, Fujino らによって推定されたモード減衰定数²¹⁾と式(10)の値が最小となるようにモデル化した Rayleigh 型粘性減衰の減衰特性である。

図-3.19 は、中央径間中央位置の水平 2 成分と鉛直成分の加速度応答波形とフーリエスペクトルを観測記録と解析で比較したものである。橋軸方向は、周期 2 秒よりも長周期領域に振幅レベルは異なるが、形状が近似したスペクトルが存在することがわかる。しかし、観測記録には、周期 1.5 秒付近にも明瞭なピークを有する成分が存在しているのに対して、解析結果には、そのようなピークが存在しないことがわかる。レインボーブリッジの補剛桁は、軸受部が全方向回転可能なリンクによって鉛直方向に支持されていることから、リンク部の摩擦の影響によって両端ピン部材としてモデル化したリンクの境界条件が変化し、観測記録に、耐震設計に用いた解析モデルでは、再現できない周期成分が現れていると考えられる。

橋軸直角方向は、周期 0.5 秒よりも長周期領域において観測記録と解析結果のスペクトル形状は良く近似していることがわかる。鉛直方向は、振幅レベルの違いがあるが、観測記録と解析結果でスペクトルのピークが存在する周期はほぼ一致していることがわかる。

図-3.20 は、芝浦側中央径間（港内側）の補剛桁端部と主塔間の橋軸方向の相対変位波形を比較したものである。図は、それぞれの波形とスペクトルの最大値で正規化して表示している。変位波形の主要な周期成分は一致しているが、動的解析モデルから推定される中央径間補剛桁の遊動円木モードの固有周期に相当する周期 5.6 秒付近の成分や周期 2 秒付近の成分が観測記録にはほとんど現れていないことがわかる。解析結果のフーリエスペクトルにみられる周期 2 秒付近のピークは、図-3.9 より主塔の橋軸方向の固有振動モードによるものである。

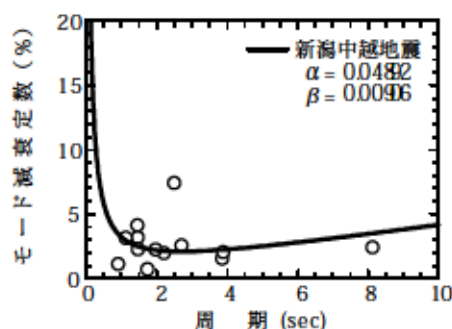
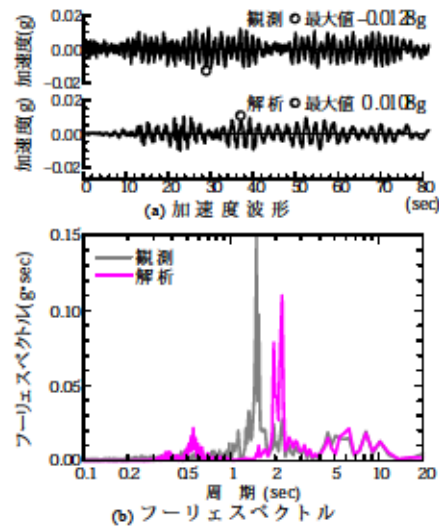
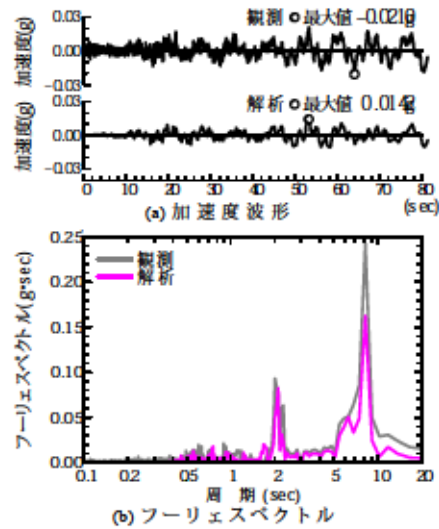


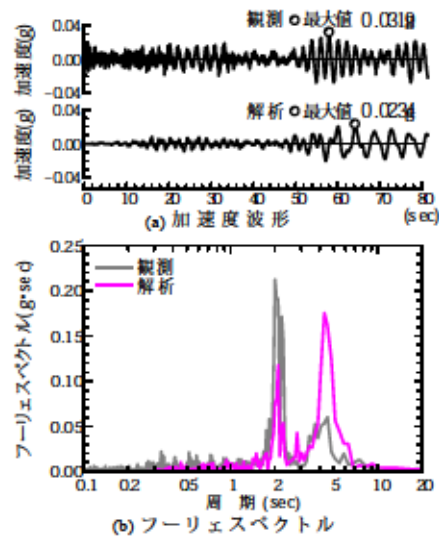
図-3.18 地震観測記録から推定したモード減衰定数²¹⁾の Rayleigh 型粘性減衰によるモデル化



(1)中央径間中央（港内—橋軸方向）



(2)中央径間中央（港内—橋軸直角方向）



(3)中央径間中央（港内—鉛直方向）

図-3.19 レインボーブリッジの地震観測記録と動的解析結果の比較

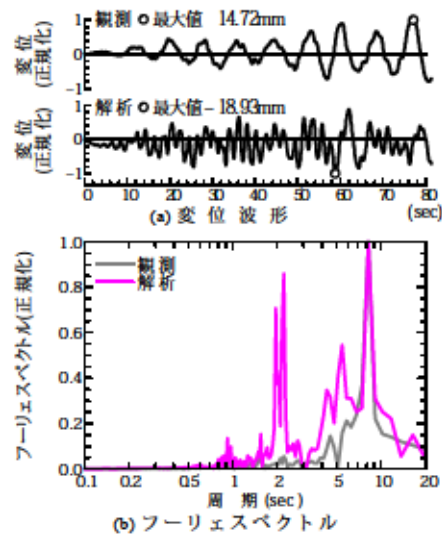


図-3.20 レインボーブリッジにおける芝浦側中央径間橋軸方向（港内）相対変位記録と動的解析結果の比較

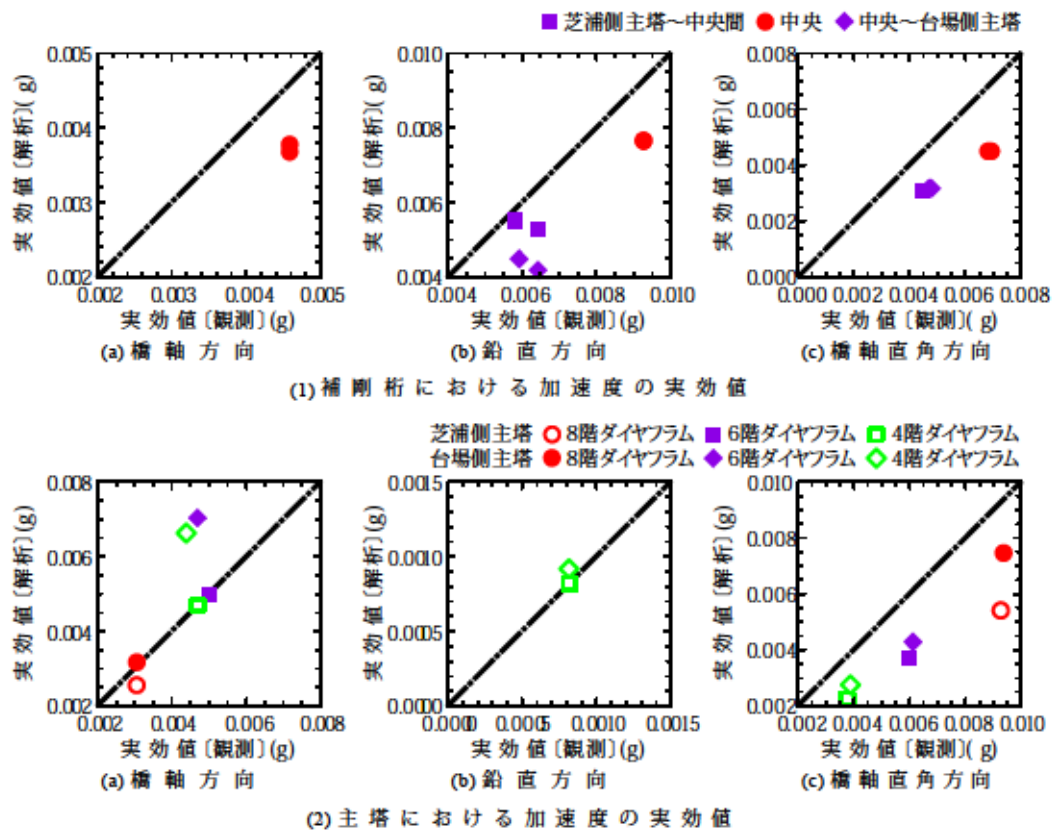


図-3.21 レインボーブリッジで観測された地震観測記録と動的解析結果の比較（加速度の実効値）

図-3.21 は、周期 0.5 秒よりも短周期成分をカットして観測記録と解析結果の加速度の実効値を比較したものである。補剛桁は、水平 2 方向と鉛直方向とも、観測記録の方が大きな値を示しており動的解析結果は、65%~95%の値が得られている。図-3.19 より、動的解析結果より得られた加速度波形には、観測記録に見られる短周期成分が含まれていないことから、短周期領域の固有振動モードに対する再現性が不十分なために、動的解析より得られる加速度応答が観測記録よりも小さくなったと考えられる。主塔は、橋軸方向で、台場側主塔の中間部の解析結果が観測記録の約 150%と大きいことと、橋軸直角方向で、解析結果が観測結果の約 60~80%と小さいことを除けば橋軸方向と鉛直方向で観測記録と動的解析結果は良く近似していることがわかる。

(4) 鶴見 つばさ橋の加速度応答の比較

図-3.22は、Siringoringo, Fujino らによって推定されたモード減衰定数²¹⁾と式(10)の値が最小となるようにモデル化した Rayleigh 型粘性減衰の減衰特性である。

図-3.23 は、中央径間中央位置の水平 2 成分と鉛直成分の加速度応答波形とフーリエスペクトルを観測記録と解析で比較したものである。橋軸方向は、鶴見つばさ橋の固有振動モードが存在しない周期 5 秒よりも長周期領域では、振幅レベルは異なるが、形状が近似したスペクトルが得られている。しかし、鶴見つばさ橋の主要な固有振動モードが存在する周期 1 秒～5 秒の領域では、ピークが存在する周期帯は概ね一致しているが、観測記録と動的解析より得られる振幅レベルは大きく異なっていることがわかる。観測記録には、周期 1.5 秒よりも短周期の領域にも明瞭なピークを有する成分が存在しているのに対して、解析結果には、そのような大きなピークは存在しないことがわかる。原因としては、次の 2 つが考えられる。鶴見つばさ橋の主桁が橋軸方向に変位する場合、ペンデル支承のアイバー部と、鋼製鉛直支承の上下の板と板の間で、摩擦が生じるため、観測記録には解析モデルでは再現できない周期成分が現れていると考えられる。もう 1 つは、図-3.22 に示した Rayleigh 型粘性減衰マトリックスが短周期領域で減衰効果を過大評価している可能性がある。

橋軸直角方向は、スペクトルの最大ピークの周期がわずかに異なるが、周期 0.5 秒よりも長周期領域において観測記録と解析結果のスペクトル形状は良く近似していることがわかる。鉛直方向は、周期 0.5 秒よりも長周期領域において観測記録と解析結果のスペクトル形状は良く近似していることがわかる。

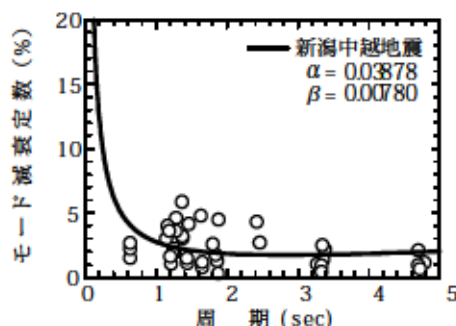
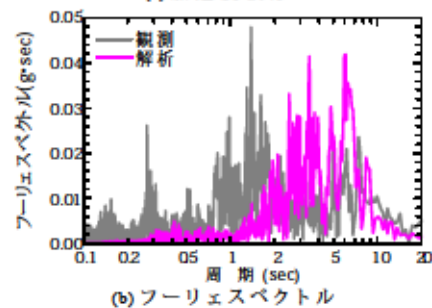
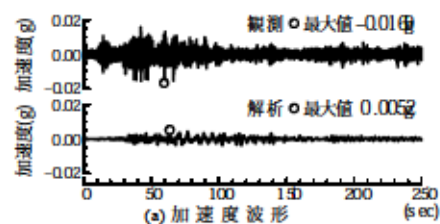
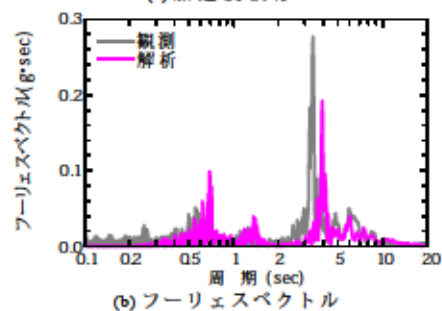
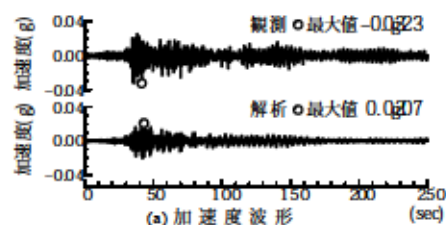


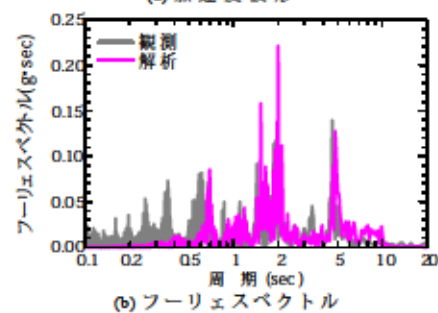
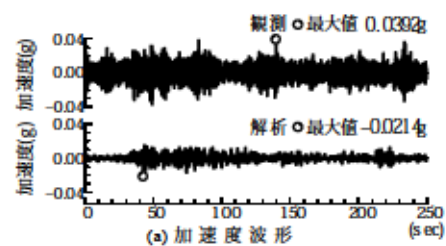
図-3.22 地震観測記録から推定したモード減衰定数²¹⁾の Rayleigh 型粘性減衰によるモデル化



(1) 中央径間中央 (橋軸方向)



(2) 中央径間中央 (橋軸直角方向)



(3) 中央径間中央 (鉛直方向)

図-3.23 鶴見つばさ橋の地震観測記録と動的解析結果の比較

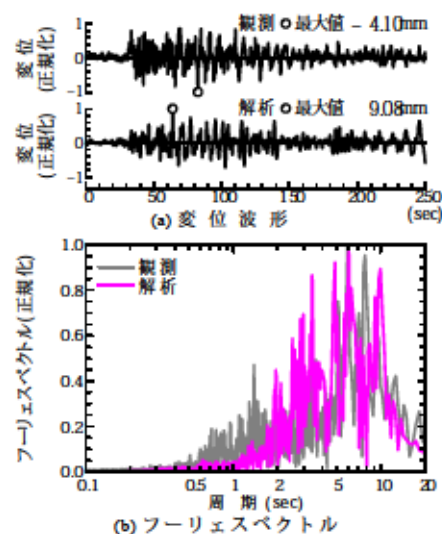


図-3.24 鶴見つばさ橋における扇島側桁端と端橋脚間の橋軸方向相対変位記録と動的解析結果の比較

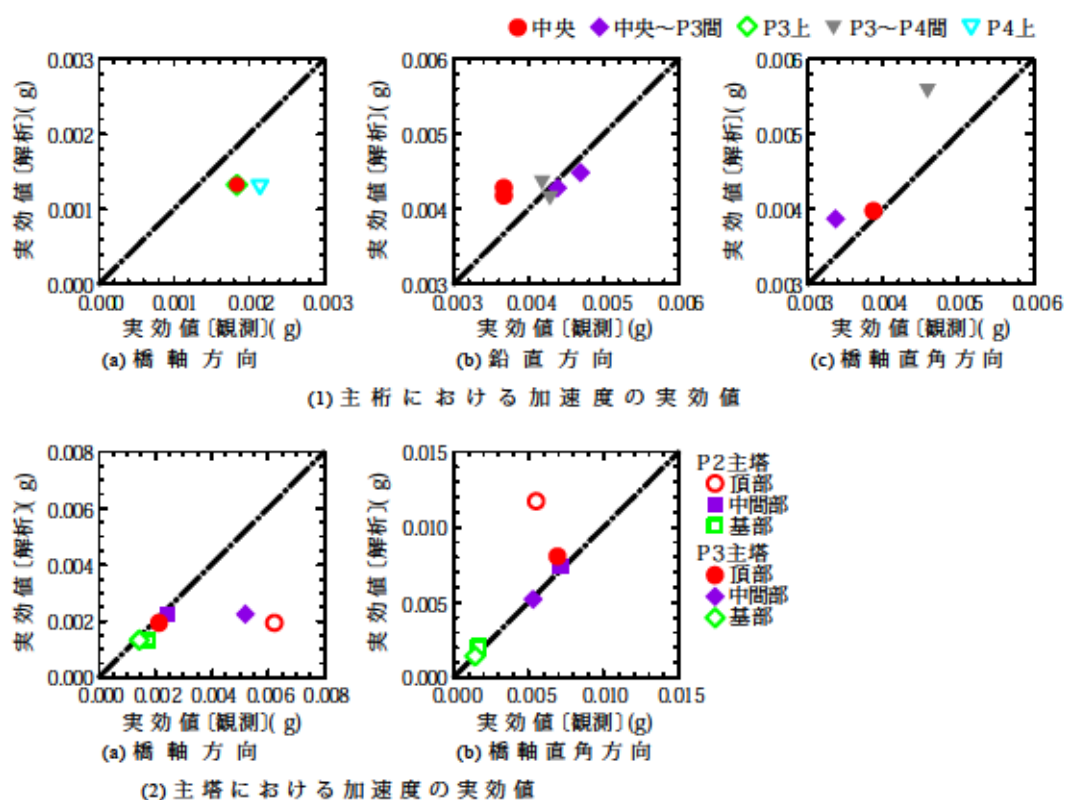


図-3.25 鶴見つばさ橋で観測された地震観測記録と動的解析結果の比較（加速度の実効値）

図-3.24 は、桁端と端橋脚頂部の橋軸方向の相対変位波形を観測記録と解析で比較したものである。加速度応答と同様に、鶴見つばさ橋の固有振動モードが存在しない周期 5 秒より長周期側では、観測記録と解析結果のスペクトルは一致しているが、観測記録には、周期 1.5 秒よりも短周期の領域にも明瞭なピークを有する成分が存在しているのに対して、解析結果には、そのような大きなピークは存在しないことがわかる。原因は、図-3.23 の加速度応答のところで述べたように、ペンデル支承のアイバ一部と、鋼製鉛直支承の上下の板と板の間で摩擦力が生じることと、図-3.22 に示した Rayleigh 型粘性減衰マトリックスが短周期領域の減衰効果を過大評価している可能性の 2 つが考えられる。

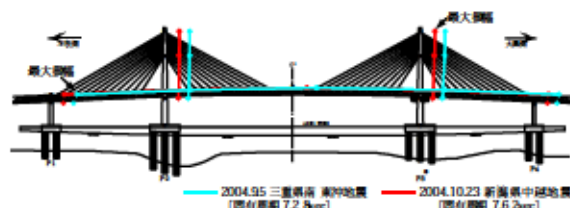
図-3.25 は、周期 0.5 秒よりも短周期成分をカットして観測記録と解析結果の加速度の実効値を比較したものである。主桁は、鉛直方向は観測記録と動的解析結果は近似しているが、水平 2 方向は異なっている。橋軸方向では、観測記録の方が大きな値を示しており動的解析結果は観測記録の 60～70%の値が得られている。橋軸直角方向は、解析結果は観測記録の 95～120%程度の値が得られている。主塔は、橋軸方向で、解析結果が観測記録の 30～40%という値がある点と橋軸直角方向で約 210%という大きな値が得られていることを除けば、解析結果は観測記録の 90～120%という値が得られている。鶴見つばさ橋は、観測記録と動的解析結果の全般的な近似度が他の 2 橋に比較して高いが、主塔と主桁の橋軸方向支持形式として他の 2 橋梁がリンク形式を採用しているのに対して、鶴見つばさ橋は弾性拘束ケーブルを採用している。これが、鶴見つばさ橋の観測記録と動的解析結果の近似度を他の 2 橋梁よりも高めているかは不明であるが、弾性拘束ケーブルの方がリンク形式よりも解析モデルによる再現が容易である。

3. 4. 3 リンク部の摩擦の影響

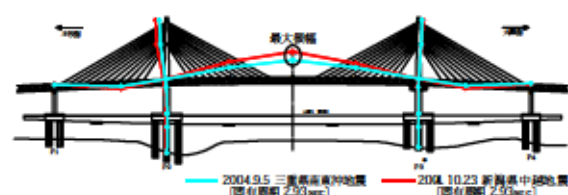
前述したように、支承部において生じる摩擦の影響によって、支承部の解析モデルと実際の境界条件が異なる瞬間があることを、横浜ベイブリッジを対象に検討する。横浜ベイブリッジは、2m という短いタワーリンクによって、橋軸方向の地震応答が支配されていることから、3 橋梁の中で、最も支承部の摩擦の影響を受ける橋梁である。

固有振動モードの推定や加速度応答の比較のところで示したが、横浜ベイブリッジの橋軸方向の加速度応答には、タワーリンクとエンドリンクの両端をピンとモデル化した動的解析モデルでは再現できない周期約 3 秒の成分が観測記録には存在している。

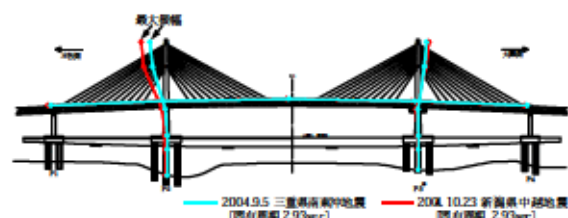
図-3.26 は、2004 年 9 月 5 日三重県南東沖地震と 2004 年 10 月 23 日新潟県中越地震で観測された記録から推定した橋軸方向の固有振動モード形である。図の(1)に示す周期 7~8 秒付近の固有振動モードは動的解析モデルからも得られる遊動円木のモード（図-3.8 の(1)参照）である。図の(2)に示す周期 3 秒付近の固有振動モードは、周期 2.95 秒に桁の鉛直たわみ対称 1 次の固有振動モード（図-3.8 の(3)参照）が存在するた



(1)周期 7~8 秒付近に存在する固有振動モード



(2)周期 3 秒付近に存在する固有振動モード



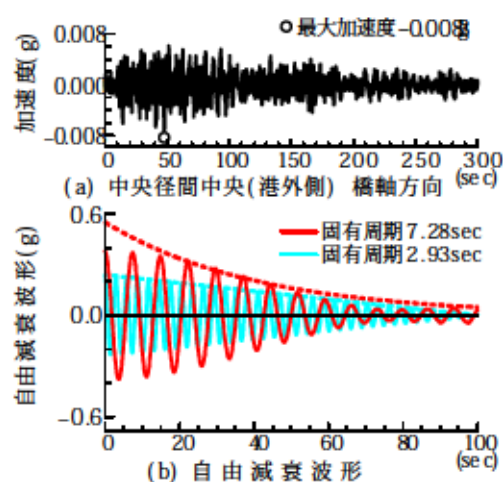
(3)周期 3 秒付近に存在する固有振動モード

(橋軸方向の変位のみを表示)

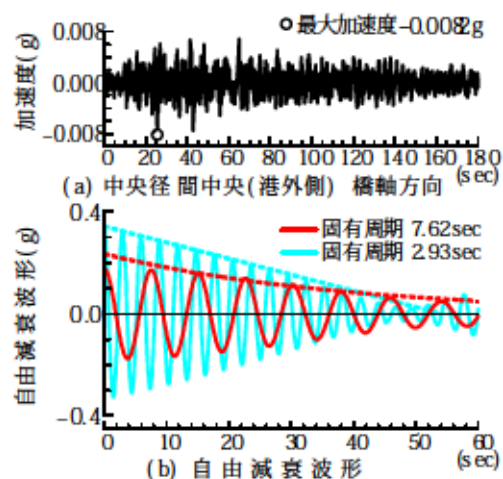
図-3.26 横浜ベイブリッジの地震観測記録から推定される橋軸方向固有振動モード

め、桁の橋軸方向への変位と鉛直方向の変位が連成している。図の(3)には、桁の橋軸方向への動きを見やすくするために、橋軸方向の変位だけを表示したのも一緒に示してある。この固有振動モードは、タワーリンクとエンドリンクの両端部をピンとモデル化した動的解析モデルからは得られない固有振動モード形である。

図-3.27 は、中央径間中央の橋軸方向加速度波形の周期 7~8 秒付近と周期 2.9 秒付近の成分をバンドパスフィルターで抽出し、その波形から RD 法によって自由振動による減衰波形を求めたものである^{8),33),34)}。推定される減衰定数は、どの振幅に着目する



(1) 2004.9.5 三重県南東沖地震



(2) 2004.10.23 新潟県中越地震

図-3.27 横浜ベイブリッジの中央径間中央（港外側）における橋軸方向加速度波形から RD 法によって推定した自由減衰波形

かによって異なるが、周期 7～8 秒付近の固有振動モードは 2004.9.5 三重県南東沖地震と 2004.10.23 新潟県中越地震の両地震とも約 3～4%、周期 2.9 秒付近の固有振動モードは 2004.9.5 三重県南東沖地震で 0.7～1.4%、2004.10.23 新潟県中越地震で 1.2～2.5% である。注目すべきは、周期 7～8 秒付近の自由振動波形の振幅の減衰の様子が等比級数的であるのに対して、周期 2.9 秒付近の自由振動波形の振幅の減衰の様子は等差級数的であるということである。波形の振幅の減衰の様子より、周期 7～8 秒付近のモード減衰は粘性抵抗による減衰特性を示し、周期 2.9 秒付近のモード減衰は摩擦抵抗による減衰特性を示していることがわかる。

以上のことから、タワーリンクとエンドリンクによって、橋軸方向の地震時挙動が支配されている横浜ベイブリッジでは、橋軸方向に生じる地震応答の大きさに応じて、タワーリンクとエンドリンクの摩擦の効果が時々刻々と変化していると予想することができる。これは、材料非線形や幾何学的非線形とは異なり、従来、橋梁構造物の設計ではあまり重要視されてこなかった境界条件の非線形問題である。

この点に関して、藤野らは、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震ならびにその余震における横浜ベイブリッジの地震応答記録において、主桁の橋軸方向加速度記録のスペクトル特性、橋脚と主桁および主塔と主桁連結部の橋軸方向モードのいずれにおいても、設計で期待したリンク支承の滑動があったことを示唆していたこと、さらにウィンド晝表面の円形の痕跡などの物理的証拠もこれを裏付けるものであったことから、強震時においてリンク支承は設計で想定したとおり両端ピン部材として機能していること明らかにしている⁹⁾。このため、大規模地震時の振幅が大きい領域では、主塔と端部橋脚位置のリンク支承は所要の免震性能を発揮するとした解析モデルを用いるのが適当と考えられる。

3. 5 異なる複合非線形解析コードを用いた解の比較検討

3. 5. 1 検討方法

数値解析技術は、近年飛躍的に進歩しているものの、長大吊形式橋梁のような大きな応答変位を生じる橋梁では、材料非線形と有限変形の影響を考慮した複合非線形動的解析の非線形性のモデル化の扱いは各段に難しくなる³⁵⁾。さらに、異なる解析コード間で解が同一とならない場合、その原因として、①単純なモデル化のミス、②解析モデル化の差、③解析コード特有のものの3点が挙げられる。このうち、ばらつきを生む大きな要因の一つは①単純なモデル化のミス、②解析モデル化の差とされている³⁶⁾。①の原因は、複数の複合非線形解析コードを用いた解の比較検討でチェックできる。②、③の原因はある程度チェック可能であるが、非線形域の材料特性、幾何学的非線形特性のモデル化が同じであると、単純な数値の比較では違いを見つけるのが難しいことと、解が実挙動と一致しているかという課題がある。前節までで検討した3橋梁において観測された地震記録と解析結果との整合によるチェックは、実挙動との整合によるチェックが可能であり、最も理想的な比較検証である。①の原因と②は固有振動特性（固有周期、固有振動モード、加速度応答）の比較によって解析モデル化の検証が可能である。③の原因は、応答値の比較によって、動的解析法および設計減衰定数の評価が可能である。これまでに観測した地震記録では、3橋の構造部位は塑性化するほどの損傷は受けていないが、長周期構造物である3橋梁の主要な固有振動モードを励起する地震において横浜ベイブリッジのタワーリンクとエンドリンクが滑動したとみられるため³⁹⁾、②のリンクの幾何学的非線形特性のモデル化と③の減衰特性についてはある程度検証できた。新たに大規模地震の地震記録が得られたら、本研究と同様の手法で、非線形域のモデル化について、今後も②、③の検証を継続することが信頼性のさらなる向上に重要と考えられる。

一方、長大吊形式橋梁の多くは十分な地震観測がされていないため、動的解析モデルの再現性（①、②、③の原因）に関しては、本比較検討の異なる複合非線形解析コードを用いてレベル2地震動に対する非線形地震応答値を求め、得られた解が実用上十分な精度で近似していることを確認することも有効な手段と考えられる³⁷⁾。

土木・建築構造物を対象にその地震応答を異なる解析コードを用いて求め、解析コード間の解に生じた差が耐震設計に差を生じさせるほど大きなものであるかを実務者が検討した例は幾つかある^{38)~42)}。長大橋梁の耐震補強設計では港大橋が、複数の解析コードの比較解析を行っているが、対象としているのは微小変位理論での材料非線形

問題である⁴³⁾。文献 38)~43)の検討も、幾何学的非線形性は考慮されていない。

日本鋼構造協会の性能・信頼性向上に関する研究委員会の耐震部会⁴⁴⁾と、鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会の耐震設計法研究部会⁴⁵⁾では、ファイバー要素を用いた耐震解析の信頼性を確保するため、実務で使われている 7 種類の解析ソフトウェアについて、連続高架橋、単柱式鋼製橋脚のほか、鋼上路アーチ橋とトラス橋についても標準モデルを用いた複合非線形解析の検証が行われている。鋼上路アーチ橋とトラス橋の複雑な構造においては、解析モデル化のミスを排除することはほとんど不可能に近いという現実と直面したため、解析担当者間で密な情報交換を行い解析モデルの個人差やミスを可能な限り排除することで、相互に等価な解析モデルの作成を行っている。ここにおいてより複雑な長大吊形式橋梁については検討対象となっていない。

本検討は、3 橋梁の中で幾何学的非線形性の影響が橋梁全体系の地震応答に大きな影響を与える横浜ベイブリッジとレインボーブリッジのうち、最も大きな影響を与える横浜ベイブリッジを対象とした³⁷⁾。

横浜ベイブリッジは、主塔と主構が 2m という短いタワーリンクで結合されており、橋軸方向から作用する地震動に対して振り子のような復元力特性を示すため、材料非線形だけでなく幾何学的非線形の影響も無視できない点²⁹⁾が既往の検討例とは異なる点である。レインボーブリッジの耐震設計でも横浜ベイブリッジと同様の解析コードを使用しており、得られた知見は参考となる。

原子力施設分野では、解析の妥当性を確認するために、(独)原子力安全基盤機構が、事業者とは異なる解析コードを用いて解析を行うというクロスチェック解析が行われている⁴⁶⁾。本比較検討の内容は、異なる解析コードを用いたという意味では狭義のクロスチェック解析に相当する。ただし、本研究では、異なる解析コード間の数値の大小関係だけに着目するのではなく、解の差が何に起因しているか、その差は解析モデルや解析コードの手法の違いによって説明できるものか、何よりもその差が、耐震補強構造に変更を必要とするほどのものなのかに着目した。特に、最後の着目の比較は、公共構造物の設計では重要なことである。得られた解のばらつきの範囲が相応に狭ければ、解の上限値と下限値を採用しても得られる設計成果は大きく異なるからである。

比較した複合非線形解析コードは、RESP-3T/B と ABAQUS である。耐震補強設計に用いた解析コード RESP-3T/B を解析コード A と呼び、比較に用いた解析コード

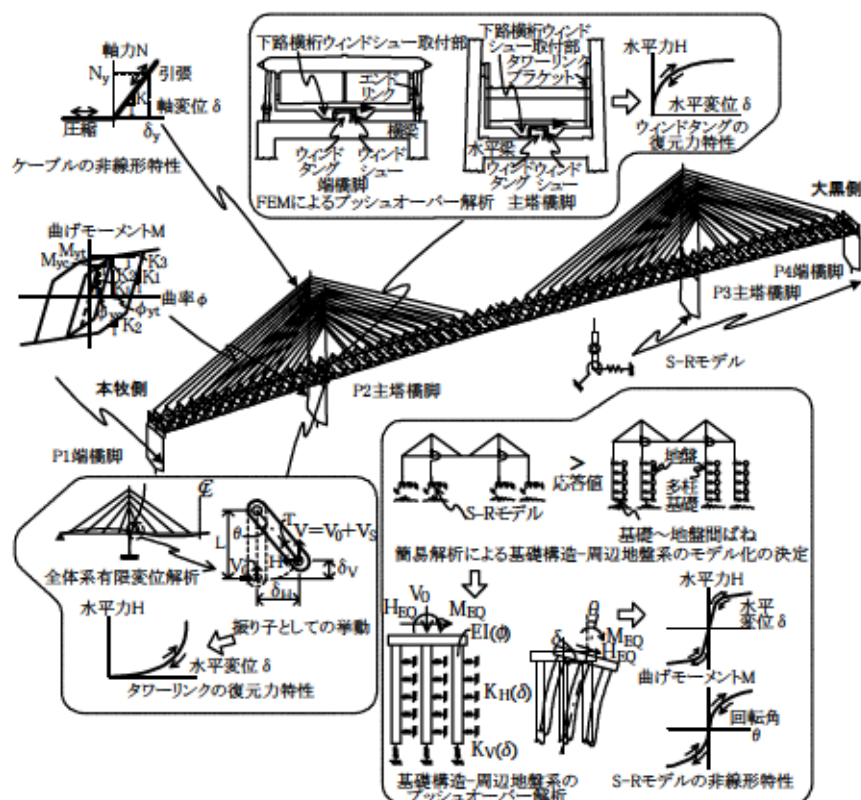


図-3.28 横浜ベイブリッジの耐震補強設計に用いた動的解析モデル^{37),47)}

ABAQUS Version6.5 を解析コード B と呼ぶことにする。解析コード A は、販売されている国産の解析コードの中では当初から材料非線形と幾何学的非線形を考慮した複合非線形動的解析を行うことができる数少ない解析コードである。解析コード B は、国際的に幅広く使用されているのでその信頼度は高いと判断して、解析コード A の妥当性を検証する際に、解析コード B による解析結果を比較の対象とした。

図-3.28 は、耐震補強設計に用いた解析モデルを概念的に示したものである²⁹⁾。

基礎構造-地盤系は、多柱基礎のフーチング底面位置の非線形弾性ばね (Sway-Rocking) でモデル化した。主塔と端橋脚位置で主構の橋軸直角方向への動きを拘束するウィンドタングシステムは、事前に行った 3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性ばねでモデル化した。ケーブルは圧縮には抵抗できない非抗圧部材とした。主塔と端橋脚は、曲げに関する非線形性を曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係) でモデル化している。タワーリンクの振り子としての復元力特性は、橋軸方向を対象に実施した有限変位理論によるプッシュオーバー解析より得られた水平力-水平変位関係を、硬化型の非線形弾性ばねと

してモデル化している。上路箱桁と下路トラス桁からなる主構は、線形梁要素でモデル化している。

比較は、次の3つに着目して行った。

比較1：耐震補強設計に用いた解析コードA（線形化有限変位理論⁴⁸⁾による材料非線形）の動的解析結果と解析コードB（有限変位理論による材料非線形）の動的解析結果の差が、耐震補強設計の見直しを必要とする程大きいものかを確認する。

比較2：解析コードAにおいて幾何学的非線形性の影響を線形化有限変位理論から有限変位理論に変更した動的解析（有限変位理論による材料非線形）結果は、解析コードBの動的解析結果に近似するかを確認する。

比較3：耐震補強設計に用いた動的解析（解析コードA）において、主塔と端橋脚のM-φ関係に軸力変動の影響を考慮したN-M相関モデルによる動的解析結果は、解析コードBの動的解析結果に近似しているかを確認する。

表-3.3 横浜ベイブリッジに各解析コードを適用する場合の構造要素のモデル化

解析コード	耐震補強設計に用いた解析コード A				解析コード B
	比較 1		比較 2	比較 3	
	橋軸方向	橋軸直角方向		橋軸直角方向	
解析モデルの次元	2 次元	3 次元	3 次元	3 次元	3 次元
幾何学的非線形性	線形化有限変位		有限変位	線形化有限変位	有限変位
上路箱桁	上路箱桁と下路トラスを 1 本の線形梁要素でモデル化	線形梁要素			ファイバー要素
下弦材					
斜材、鉛直材、横構、下路横桁					
主塔、端部橋脚	非線形梁要素 (M-φ、トリリニアでモデル化)			非線形梁要素 (柱部の M-φ に N-M 相関を考慮)	ファイバー要素
ケーブル	トラス要素でモデル化 (非抗压部材としてモデル化)				
タワーリンク	硬化型の非線形弾性ばね ^{※)}	トラス要素			
エンドリンク	トラス要素				
ウインド杏	3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析より得られた非線形特性を非線形弾性ばねでモデル化				
基礎構造一周辺地盤系	基礎構造一周辺地盤系のプッシュオーバー解析から得られた非線形特性を非線形弾性ばね (S-R ばね) でモデル化				
粘性減衰マトリックス	全体剛性に比例する Rayleigh 型減衰でモデル化 (初期剛性比例)	要素剛性に比例する Rayleigh 型減衰でモデル化 (初期剛性比例)	全体剛性に比例する Rayleigh 型減衰でモデル化 (初期剛性比例)	要素剛性に比例する Rayleigh 型減衰でモデル化 (初期剛性比例)	

※)有限変位理論で、橋梁全体モデルの桁の橋軸方向変位を漸増増荷して求めた振り子系としての復元力特性（水平変位－水平力関係）を硬化型の非線形弾性ばねでモデル化した。

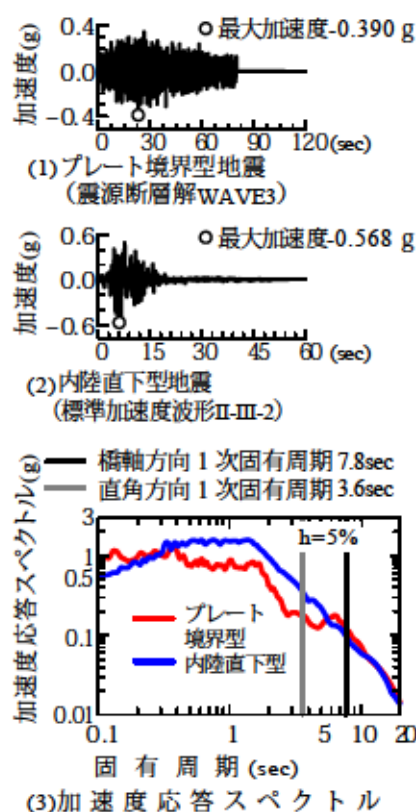


図-3.29 解析コード間の比較に用いた入力地震動

表-3.3 は、横浜ベイブリッジを構成する主要な構造要素のモデル化の内容を整理したものである。比較 1 の検討に用いる解析コード A のモデルについては、上述したとおりであるが、比較 2 や比較 3 の検討のために、解析コード A に用いる解析モデルのタワーリンクを硬化型の非線形弾性ばねからトラス要素に変更している。

入力地震動は、図-3.29 に示すように、橋軸方向の非線形地震応答は、橋軸方向 1 次の固有周期 8 秒付近の加速度応答スペクトルが大きいプレート境界型地震の震源断層解 WAVE³⁰⁾を、橋軸直角方向の非線形地震応答は、橋軸直角方向 1 次の固有周期 4 秒付近の加速度応答スペクトルが大きい内陸直下型地震の標準加速度波形Ⅱ-Ⅲ-2 を入力地震動³⁰⁾として検討を行った。

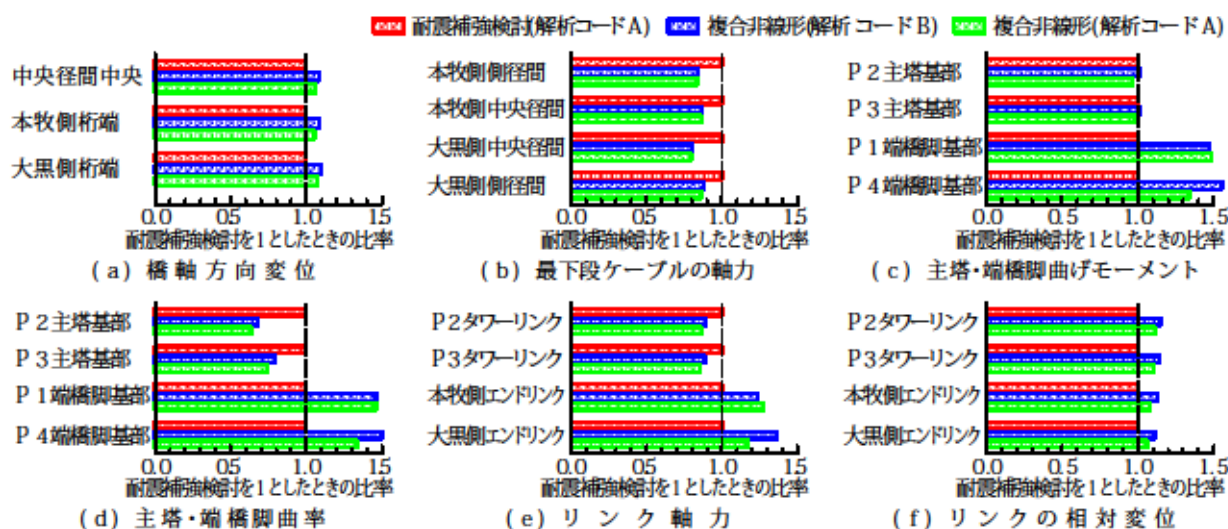
3. 5. 2 地震応答値の比較

図-3.30 は、耐震補強検討に用いた動的解析（線形化有限変位理論）より得られた地震応答値を基準とし、解析コード A や解析コード B から得られた有限変位理論による動的解析結果がどの程度の大きさになるかを整理したものである。

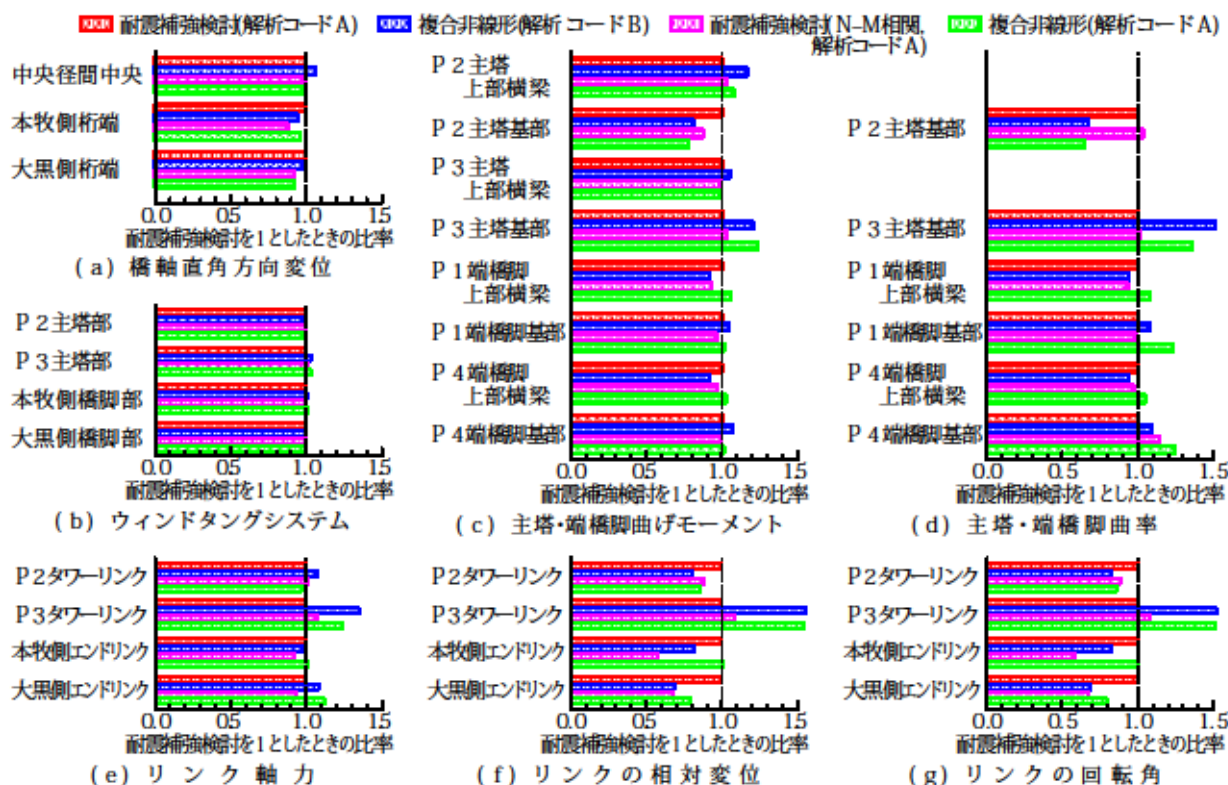
図の(1)は、橋軸方向から地震動が作用した場合の主要な応答値を比較したもので、桁の橋軸方向変位、ケーブルの軸力、主塔基部と端橋脚基部の曲げモーメントと曲率、タワーリンクとエンドリンクに生じる軸力と相対変位に着目している。リンクの回転角は図には示していないが、リンクの相対変位をリンク長で除したものが回転角なのでリンクの相対変位と同じ比率が得られている。前述の比較 1 に着目した耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値に対して、解析コード B の応答値がその値を大きく上回っているのは、図-3.30 の(1)の(c)から(e)に示した端橋脚基部の曲げモーメントと曲率およびエンドリンクの軸力である。

なお、ここでは、解析コード B の応答値が、解析コード A の応答値の 1.3 倍以上ある場合を、耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値に対して解析コード B の応答値がその値を大きく上回っているとした。これは、1.3 培程度ならば、耐震補強設計成果に大きな差が生じないからである。

橋軸方向から地震動を作用させたとき、図-3.30 の(1)の(c)から(e)に示したように、端橋脚基部の曲げモーメントと曲率およびエンドリンクの軸力が耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値よりも解析コード B の応答値の方が大きな値が得られているのは、耐震補強設計に用いた解析コード A が線形化有限変位理論によって解析を行っ



(1) 橋軸方向より地震動が作用した場合



(2) 橋軸直角方向より地震動が作用した場合

図-3.30 横浜ベイブリッジの耐震補強設計に用いた非線形地震応答値の解析コード間の比較

ているからである。

図-3.31 は、橋梁全体が橋軸方向に大きく変位するときの端橋脚周辺の変形を拡大して示したものである。変位前と変位後の形状の変化を区別し、変位後の形状について解析する有限変位理論では、外力の変化に応じて、解析対象構造物の幾何学的な形状が変化するのに対して、つり合い状態からの微小な変位を仮定する線形化有限変位理論では、主構が橋軸方向に大きく変位するときに端橋脚を引っ張るという現象を考慮できていないことがわかる。

橋軸方向から地震動を作用させたとき、図-3.30 の(1)の(c),(d)に示したように、P2 主塔基部の曲げモーメントは解析コード B が大きく、曲率は解析コード A の方が大きいという結果が得られている。これは、耐震補強検討に用いた $M-\phi$ モデルが、図-3.32 に示すように骨格曲線を 3 本の直線で近似しているため、ファイバー要素でモデル化した解析コード B よりも降伏後の剛性が小さく評価されているため、相対的に塑性変形が大きく出やすいモデルとなっているからである。

その他の応答値は、耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値と解析コード B の応答値が近似しているか、耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値の方が大きい場合耐震補強設計には大きな影響を与えないことになる。

図-3.30 の(2)は、橋軸直角方向から地震動が作用した場合の主要な応答値を比較したもので、桁の橋軸直角方向変位、主塔上部横梁と基部および端橋脚横梁と基部の曲げモーメントと曲率、タワーリンクとエンドリンクに生じる軸力と相対変位に着目している。耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値に対して、解析コード B の応答値が 1.3 倍以上の値を示しているのは、図-3.30 の(2)の(d)から(g)に示す、P3 主塔基部の曲率と P3 主塔位置タワーリンクの軸力と相対変位および回転角である。

橋軸直角方向から地震動を作用させたときは、図-3.30 の(2)の(d)～(g)に示したように、P3 主塔基部の曲率と P3 主塔位置のタワーリンクの軸力と相対変位および回転角の応答が、耐震補強設計に用いた解析コード A の応答値よりも解析コード B の応答値の方が大きな値が得られていた。図-3.33 は、桁の中央径間中央の橋軸直角方向変位が最大となるときの、主塔の変形を示したものである。耐震補強設計では、P2 主塔と P3 主塔が逆方向に変位しているのに対して解析コード A と B による有限変位理論による解析は、P2 主塔と P3 主塔は同じ方向に変位している。この主塔の変位の違いが、P3 主塔位置の応答値に大きな差を生じさせたと予想される。

なお、P2 主塔と P3 主塔の変位が異なるのは、主塔の塔柱に生じる軸力による幾何

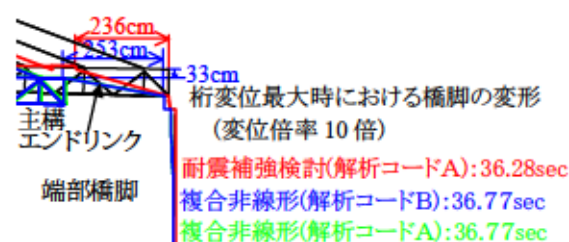


図-3.31 P4 端部橋脚（大黒側）と桁およびエンドリンクの変形

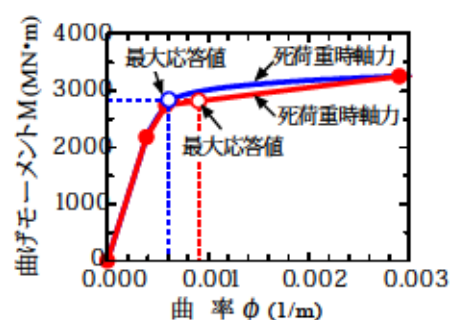
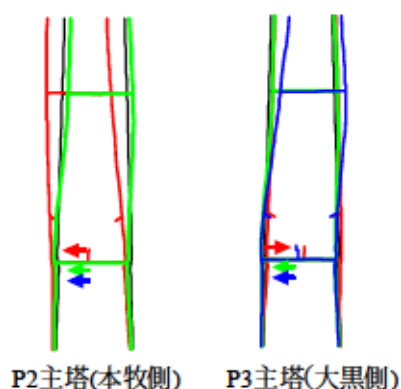


図-3.32 P2 主塔（本牧側）基部における曲げモーメントー曲率関係



桁中央の変位最大時における
主塔の変形(変位倍率15倍)

8.82sec	P2	P3	耐震補強検討(解析コードA)
13.14sec			複合非線形(解析コードA)
13.17sec			複合非線形(解析コードB)

矢印は、塔柱の曲げモーメントが大きい領域の変位方向を示している。

図-3.33 中央径間中央に生じる橋軸直角方向変位が最大となるときの主塔の変形状態

剛性の影響について考慮の仕方が線形化有限変位理論と有限変位理論で異なるからと考えられる。これは、解析コード A の有限変位理論における主塔の変位が、その大きさは異なるものの、解析コード B と同じように P2 主塔と P3 主塔が同じ方向に変位していることから予想される。

ほかの比較 2 については、耐震補強検討に用いた解析コード A において幾何学的非線形性の影響を線形化有限変位理論から有限変位理論に変更した動的解析（有限変位理論による材料非線形）結果は、解析コード B の動的解析結果に良く近似していることがわかる。比較 3 については、耐震補強検討に用いた動的解析（解析コード A）において、主塔と端橋脚の $M-\phi$ 関係に軸力変動の影響を考慮した $N-M$ 相関モデルの値は、図-3.30 の(2)に示すように、その影響を無視した耐震補強検討の値に近似しており、軸力変動の影響を考慮するだけでは、解析コード間の動的解析結果を近づけることができないことがわかる。

3. 5. 3 比較検証結果

異なる解析コード間の解の差は、解析モデル（M- ϕ モデル、ファイバーモデル）や解析コードの手法（線形化有限変位理論、有限変位理論）の違いによって説明できるものであるため、解析のモデル化は妥当と考えられる。また、以下に示す理由から、耐震補強設計に変更を生じることはなかった。

- 1) 両解析コードから得られたタワーリンクの軸力は、降伏耐力または FEM モデルで推定した部材の耐荷力よりは小さい。また、タワーリンクとエンドリンクに生じる変位や回転角は、構造ディテールに基づいた最大可能変位量を超える場合を想定して耐震性向上検討を行っている⁴⁹⁾。
- 2) 端部橋脚は、動的解析による応答値ではなく、橋脚の上部横梁部にあるウィンドタングの耐力を超えないことを目標にして、3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析（非弾性有限変位解析）によって脚柱部の耐震補強構造とその補強量を決定している^{49),50)}。
- 3) 橋軸直角方向から作用する地震動に対する P3 主塔の曲げモーメントと曲率も 3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析（非弾性有限変位解析）から、その損傷が小さいことを確認している⁵¹⁾。これについては付録 2 にまとめた。

3. 6 まとめ

3 橋梁には、数多くの地震計が設置されており、数多くの固有振動モード形を推定することができる。2004 年 10 月 23 日の新潟県中越地震の際に、横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋およびレインボブリッジで観測された長周期成分が強く生成された加速度記録を用いて、固有振動特性を推定するとともに、その固有振動特性を耐震補強設計に用いる動的解析モデルによって再現できるかを検証した⁹⁾。また、橋梁の各部で観測された加速度応答を、耐震補強設計に用いる動的解析モデルによってどの程度再現できるかについて検討した。

これまでに観測した地震記録では、3 橋の構造部位は塑性化するほどの損傷は受けていないが、長周期構造物である 3 橋梁の主要な固有振動モードを励起する地震において横浜ベイブリッジのタワーリンクとエンドリンクが滑動したとみられるため^{9),10)}、リンクの幾何学的非線形特性のモデル化と減衰特性についてはある程度検証できたと考えられる。以下に、検討結果を示す。

- 1) 耐震補強設計に用いる動的解析モデルの固有値解析より得られる固有周期と固有振動モード形は、地震観測記録から推定されたものとほぼ等しいことが確認できた。また、耐震補強設計に用いる動的解析モデルを用いて、多点異入力問題として加速度応答を求めた結果、一部の着目位置を除けば、実効値は、観測記録と動的解析でほぼ近い値が得られていることが確認できた。
- 2) 固有振動モードの中には、動的解析モデルに支承部の摩擦の影響を考慮しないと、地震観測記録から推定される固有周期や固有振動モード形と整合しないものもある。横浜ベイブリッジの橋軸方向のように、その地震時挙動が、タワーリンクとエンドリンクによって支配されている吊構造系橋梁では、リンク支承の摩擦の効果が時々刻々と変化しているため、固有振動特性や地震応答が複雑となっていることがわかった。

なお、新潟県中越地震の観測記録からは未解明であったリンク支承の摩擦の効果は、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震ならびにその余震において、横浜ベイブリッジの地震応答記録が収録されており、藤野らは、大地震時の振幅が大きい領域では、主塔と端部橋脚位置のリンク支承は、耐震補強設計の動的解析モデルで想定したとおり機能していることを明らかにしている⁹⁾。このため、大地震時の振幅が大きい領域では、主塔と端部橋脚位置のリンク支承は所要の免震性能を発揮するとした解析モデルを用いることとした。

- 3) 異なる複合非線形解析コードを用いて、横浜ベイブリッジの非線形動的解析結果を比較検討した。耐震補強設計に用いた解析コードの応答値と比較した解析コードの応答値の違いは、線形化有限変位理論と有限変位理論の違いや、鋼部材の曲げに関する非線形性のモデル化の違い等によって生じていた。解析結果は、全般的に実用上十分な精度で近似していることが確認できた。動的解析モデルの検証に関しては、異なる解析コードを用いてレベル 2 地震動に対する非線形地震応答値を求め、得られた解が実用上十分な精度で近似していることを確認することも有効な手段と考えられる。

第3章の参考文献

- 1) 内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会, 首都直下地震モデル検討会: 南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告書, 2015.12.
- 2) 木下繁夫, 大竹政和: 強震動の基礎ウェブテキスト, 防災科学技術研究所, 2000.
- 3) 内閣府 中央防災会議 防災対策推進検討会議 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ: 南海トラフ巨大地震対策について (最終報告), 2013.5.
- 4) 若林登, 高野晴夫, 七井英子, 矢部正明: 地震観測記録による横浜ベイブリッジの固有振動特性, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp.336-337, 1993.
- 5) 矢部正明, 七井英子, 若林登, 高野晴夫: 地震観測記録による横浜ベイブリッジのモード減衰定数の推定, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集第 1 部, pp.334-335, 1993.
- 6) 山本泰幹, 伊東昇, 徳山清治, 新井曜子: 横浜ベイブリッジの地震観測記録に基づく長周期地震動の伝播経路に関する一考察, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集 (CD-ROM), pp.1446-1449, 2006.
- 7) 山本泰幹, 小田桐直幸, 徳山清治: 横浜ベイブリッジの地震時観測記録による長周期地震動の伝達経路の一考察, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, I-441, pp.877-878, 2007.9.
- 8) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.
- 9) 藤野陽三, シリンゴリンゴ ディオンシウス, 並川賢治, 矢部正明: 2011 年東北地方太平洋沖地震における横浜ベイブリッジの応答, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.2, pp.372-391, 2013.
- 10) 古村孝志, 武村俊介, 早川俊彦: 2007 年新潟県中越沖地震 (M6.8) による首都圏の長周期地震動, 地学雑誌, No.116, pp.576-587, 2007.
- 11) 土木学会地震工学委員会: 東日本被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第 4 章 地震及び地震動の特性, 2011.5.
- 12) 副島直史: 東北地方太平洋沖地震による首都高速道路の損傷状況 (速報), 橋梁と基礎, Vol.45, No.6, pp.39-44, 2011.6.
- 13) Unjoh, S. and Adachi, Y.: Damping characteristics of long-span suspension bridges, *LABSE Symposium Kobe 1998 Long-Span High-Rise Structures*, pp.335-340, 1998.
- 14) 石崎浩, 西森孝三, 北沢正彦, 野口二郎: 東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析的検討, 橋梁と基礎, Vol.32, No.2, pp.39-46, 1998.
- 15) Todor Ganey, T. and Yamazaki, F., Ishizaki, H. and Kitazawa, M.: Response analysis of the Higashi-Kobe Bridge and surrounding soil in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake,

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.27, pp.557-576, 1998.

- 16) 吉澤努, 森谷俊美, 福永勸, 川端淳: 本州四国連絡橋の地震時挙動とシミュレーション解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.685-694, 2000.
- 17) 鈴木周一, 栗原敏広, 加島延行, 磯江浩: 地震時動態観測結果を基にした長大橋の挙動解析, 橋梁と基礎, Vol.35, No.7, pp.27-31, 2001.
- 18) 萩原勝也, 西森孝三, 新田勉: 芸予地震による安芸灘大橋の地震応答解析, 橋梁と基礎, Vol.36, No.5, pp.31-36, 2002.
- 19) Siringoringo, M. S. and Fujino, Y.: Observed dynamic performance of the Yokohama-Bay Bridge from system identification using seismic records, *Structural Control and Health Monitoring*, Vol.13, pp.226-244, 2006.
- 20) Siringoringo, D. M. and Fujino, Y.: Dynamic characteristics of a curved cable-stayed bridge identified from strong motion records, *Engineering Structures*, Vol.29, pp.2001-2017, 2007.
- 21) Siringoringo, D. M. and Fujino, Y.: System identification applied to long-span cable-supported bridges using seismic records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.37, pp.361-386, 2007.
- 22) Smyth, A. W., Pei, J.-S. and Masri, S. F.: System identification of the Vincent Thomas suspension bridge using earthquake records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp.339-367, 2003.
- 23) Lekidis, V., Tsakiri, M., Makra, K., Karakostas, C., Klimis, N., Sous, I.: Evaluation of dynamic response and local soil effects of the Evripos cable-stayed bridge using multi-sensor monitoring systems, *Engineering Geology*, Vol.79, pp.43-59, 2005.
- 24) Celebi, M.: Real-time seismic monitoring of the New Cape Girardeau Bridge and preliminary analyses of recorded data: An overview, *Earthquake Spectra*, Vol.22, No.3, pp.609-630, 2006.
- 25) 臺原直, 大月哲, 矢部正明: 非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する提案, 第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.371-378, 1998.
- 26) 首都高速道路公団: 横浜ベイブリッジ工事誌, 1994.
- 27) 首都高速道路公団: レインボーブリッジ工事誌, 1996.
- 28) 首都高速道路公団: 鶴見つばさ橋工事誌, 1994.
- 29) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 技術展望 首都高速道路における長大耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.1-19, 2005.
- 30) 小坪清真, 原田譲二: 各支点で異なる地震波をうける橋梁の応答解析, 土木学会論文報告集, 第 175 号, pp.39-48, 1970.
- 31) 青柳史郎: 地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答について, 土木学会論文報

- 告集, 第 190 号, pp.37-48, 1971.
- 32) 戸川隼人: 有限要素法による振動解析, pp.23-27, サイエンス社, 1981.
 - 33) Vandiver, J. K., Dunwoody, A. B., Campbell, R. B.M. and Cook, F.: A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique, *Journal of Mechanical Design*, Vol.104, pp.307-313, 1982.
 - 34) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫: RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 454 号, pp.29-38, 1993.
 - 35) 堀宗朗: 数値解析の変遷と将来-先端技術と先端科学の視点-, 土木学会誌, pp.42-45, Vol.102, No.1, 2017.
 - 36) 後藤芳顕: 構造設計における FEM 解析の高度化と信頼性の向上, 土木学会第 15 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.1-15, 2012.8.
 - 37) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計に用いた非線形地震応答値の設計検証, 土木学会論文集 A, Vo.66, No.1, pp.31-36, 2010.1.
 - 38) 辻英一, 魚木晴夫, 中川佳久, 山浦晋弘, 大谷圭一, 桜井謙爾: 標準建物モデルによる実用構造計算プログラムの調査研究その 1; 一次設計部分, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 422 号, pp.145-154, 1991.
 - 39) 辻英一, 魚木晴夫, 中川佳久, 山浦晋弘, 大谷圭一, 桜井謙爾: 標準建物モデルによる実用構造計算プログラムの調査研究その 2; 二次設計部分, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 430 号, pp.91-99, 1991.
 - 40) 土木研究センター: 耐震ソフトウェアに関する研究委員会報告書平成 8 年度, 1997, 耐震ソフトウェアに関する研究委員会報告書平成 9・10 年度, 1999.
 - 41) 今西達也, 中川佳久, 窪田敏行: RC 造建物の耐震性能評価に用いる各種静的漸増解析プログラムの解析結果のばらつき比較, 日本建築学会構造系論文集, 第 545 号, pp.127-134, 2001.
 - 42) 辻幸二, 山口圭介, 深野慶, 窪田敏行: 耐震性能評価用の各種解析プログラムによる RC 造建物の地震応答解析結果の比較, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.119-126, 2001.
 - 43) 金冶英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.1-19, 2005.
 - 44) 日本鋼構造協会 鋼橋の性能・信頼性向上に関する研究委員会 耐震設計部会: 鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上, JSSC テクニカルレポート No.85, 2009.
 - 45) 日本鋼構造協会 鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会 耐震設計法研究部会: ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上, JSSC テクニカルレポート No.93, 2011.

- 46) 西脇由弘：原子力発電施設の規制の課題と考察，日本原子力学会和文論文誌，Vol.6，No.3，pp.239-252，2007.
- 47) 日本地震工学会・性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編：性能規定型耐震設計現状と課題，鹿島出版会，pp.82-92，2006.
- 48) 西野文雄：土木工学大系 6 連続体の力学（Ⅱ），彰国社，pp.245-335，1984.
- 49) 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：技術展望・首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.1-20，2005.
- 50) 青木敬幸，山本泰幹，神木剛，小島朋己，湯本大祐，段下義典：横浜ベイブリッジの耐震補強の設計・施工，橋梁と基礎，Vol.42，No.7，pp.5-12，2008.
- 51) 山本泰幹，半野久光，藤野陽三，矢部正明：横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.13-20，2010.1
- 52) 伊藤学，片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，第 117 号，pp.12-22，1965.
- 53) 藤野陽三：モニタリングデータから見えてくる構造物の真の挙動，構造工学フロンティア，pp.13-33，2006.
- 54) 榊原啓太，福和伸夫，飛田潤，小島宏章：観測された動的特性を説明可能な構造物の振動解析モデルの構築，日本建築学会技術報告集，第 25 号，pp.65-68，2007.
- 55) 高木次郎，小堀徹，和田章：米国における建築構造設計の審査制度とピアレビューに関する調査，日本建築学会構造系論文集，第 616 号，pp.201-206，2007.

第4章 動的解析結果による耐震性能照査

4. 1 概要

本章では、長大吊形式橋梁である横浜ベイブリッジ、レインボブリッジ、および鶴見つばさ橋の3橋梁について、第3章において実橋の地震観測記録を用いて再現性を検証した動的解析モデルによって、どの部位にどのような損傷が生じるか推定する。

長大吊形式橋梁に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象が生じる。そのため、各構造部位に生じる損傷の連鎖現象を考慮し、目標とする耐震性能を確保するのに、許容できる損傷と許容できない損傷を分類する。そして、動的解析の結果からは損傷評価が難しく、より詳細な耐震性能照査が必要な構造部位を抽出する。

4. 2 橋梁の各構造部位の損傷レベル

3橋梁が目標とする耐震性能は、レベル2地震動によって生じる損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きないことを目標としている。具体的には、損傷箇所とその状態によっては恒久的な補修に時間を要することも想定されるが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能であり、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能な程度を想定している。

橋梁全体を対象とした動的解析結果を用いて橋梁の安全性を検討する際の3橋梁における各構造部位の損傷は、重要性、動的解析の応答値と耐力の推定精度を考慮しながら、表-4.1のように損傷レベルを定義する¹⁾。降伏をわずかに超える塑性変形はレベルI（軽微な損傷）、降伏を超えるが最大耐力に対して余裕がある場合はレベルII（中程度の損傷）、降伏を大きく超え最大耐力付近まで塑性変形が生じている場合はレベルIII（重度な損傷）である²⁾。

レベル2地震動に対して目標とする耐震性能の橋梁としての安全性を確保するために許容できない損傷は、損傷レベルIIIの損傷程度がこれに相当する。

動的解析結果の損傷評価は、1995年兵庫県南部地震を契機に精力的に進められた非線形域を対象とした耐震構造工学分野の研究成果と^{3)~5)}、1995年兵庫県南部地震にお

表-4.1 長大吊橋構造系橋梁を構成する構造部位の損傷程度と損傷レベル 1)

対象 橋梁	主要な 構造部材		損傷程度			
			軽微な損傷	損傷レベルⅡ		重度な損傷
			損傷レベルⅠ	損傷レベルⅢ		
横浜 ベイブリッジ	主桁		下路床桁の部材の一部が降伏した状態	下路床桁の部材の多くが降伏している状態。上路箱桁の一部も降伏に達している。	上路箱桁と下路床桁からなる構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	主塔		降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、最大耐力に対してはまだ十分な余裕を残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きいものの、構造系としての耐力と変形性能は、安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	端橋脚		降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、最大耐力に対してはまだ十分な余裕を残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きいものの、構造系としての耐力と変形性能は、安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	タワーリンク エンドリンク		発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過しているが、構造系としての耐力と変形性能は安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超過したり、設計では想定していない変形を生じた状態	
	ウインドタンク		発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過しているが、構造系としての耐力と変形性能は安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超過したり、設計では想定していない変形を生じた状態	
	ケーブルシステム		ケーブルの引張応力度が許容応力度をわずかに超過したり、張力抜けが生じた状態	ケーブルの引張応力度が降伏応力度を超過するが、破断強度に対しては十分な余裕を有している状態	ケーブルの引張軸力等によってケーブル定着部が損傷を生じた状態	
	基礎構造		基礎構造としての降伏に達していない状態	基礎構造としての降伏に達しているが、最大耐力に対しては余裕を残している状態	基礎構造としての最大耐力に達している状態	
レイ ン ボ ー ブリッジ	補剛桁		補剛桁の部材の一部が降伏した状態	補剛桁の部材の多くが降伏している状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	主塔 側塔		降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、最大耐力に対してはまだ十分な余裕を残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きいものの、構造系としての耐力と変形性能は、安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	タワーリンク エンドリンク		発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過しているが、構造系としての耐力と変形性能は安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超過したり、設計では想定していない変形を生じた状態	
	ウインドタンク		発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過しているが、構造系としての耐力と変形性能は安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超過したり、設計では想定していない変形を生じた状態	
	主ケーブル		引張応力度が許容応力度を超過した状態。ケーブルスリップの安全率が許容安全率 1.5 以下となった状態	引張応力度が許容応力度を超過するが、降伏応力度以下にとどまっている状態	引張応力度が降伏応力度を超過した状態。ケーブルスリップの安全率が 1.0 以下になる状態	
	ハンガー		引張応力度が許容応力度を超過したり、張力抜けが生じた状態	引張応力度が降伏応力度を超過した状態	引張応力度が破断強度を超過した状態	
	基礎構造		基礎構造としての降伏に達していない状態	基礎構造としての降伏に達しているが、最大耐力に対しては余裕を残している状態	基礎構造としての最大耐力に達している状態	
鶴見 つばさ橋	主桁		デッキプレート・トランジ、ウェブ最外縁の発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	複数の箇所が降伏し、一部、断面の内部まで塑性化が進展した状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	主塔	鋼断面部	降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、最大耐力に対してはまだ十分な余裕を残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きいものの、構造系としての耐力と変形性能が、安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
		SRC 橋脚	曲げによる損傷を生じているものの、曲げの降伏耐力やせん断耐力に対してはまだ十分な余裕を残している状態	せん断損傷が生じているが、せん断力は、せん断耐力以下にとどまっている状態	せん断力がせん断耐力を超過した状態	
	端橋脚		曲げによる損傷を生じ、降伏に達している状態	曲げによる損傷を生じているものの、終局には至らない状態	曲げによる損傷が終局に達した状態	
	支承	水平 鉛直	移動量が可能移動量に達しており、発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	移動量が可能移動量を超過しているが、支承の逸脱は生じていない状態	支承が逸脱した状態	
		ペンデル	発生応力度が降伏応力度をわずかに超過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過しているが、構造系としての耐力と変形性能は安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超過したり、設計では想定していない変形を生じた状態	
	弾性拘束 ケーブル		発生応力度が許容応力度をわずかに超過した状態	ケーブルの引張応力度が降伏応力度を超過するが、破断強度に対しては十分な余裕を有している状態	ケーブルの引張軸力等によってケーブル定着部が損傷を生じた状態	
	ベーン型オイルダンパー		最大応答が建設時の性能試験で確認した応答範囲をわずかに超過した状態	最大応答が建設時の性能試験で確認した応答範囲を大幅に超過した状態	地震開始の初期において応答が建設時の性能試験で確認した応答範囲を大幅に超過した状態	
	ケーブルシステム		引張応力度が許容応力度をわずかに超過した状態	ケーブルの引張応力度が降伏応力度を超過するが、破断強度に対しては十分な余裕を有している状態	ケーブルの引張軸力等によってケーブル定着部が損傷を生じた状態	
	基礎構造		基礎構造としての降伏に達していない状態	基礎構造としての降伏に達しているが、最大耐力に対しては余裕を残している状態	基礎構造としての最大耐力に達している状態	

いて阪神高速道路 5 号湾岸線の長大橋梁に生じた損傷状況^{6)~8)}を参考にしている。部材の耐力と変形性能について、既往の評価式や既往の研究成果等で明確でない構造部位は FEM モデルで推定したものである²⁾。

レベル 2 の入力地震動は、1923 年大正関東地震の震源モデルを基本に 3 橋梁の地震応答に大きな影響を与えるプレート境界に発生するマグニチュード 8 級の震源断層解と、内陸直下で発生するマグニチュード 7 級の地震を入力地震動とし、ここでは橋梁全体系の非線形動的解析から橋梁を構成する各構造部位に生じる損傷を予想した¹⁾。首都圏の内陸直下で発生する地震は、既往最大規範の考えに基づいて、1995 年兵庫県南部地震で観測されたタイプ II 地震動である²⁾。3 橋梁に生じる損傷は、震源断層解による応答値とタイプ II 地震動による応答値を比較し、各構造部位に生じる最も大きいレベル 2 地震動での推定したものである²⁾。

4. 3 レベル2地震動による動的解析結果に基づく耐震性能評価

4. 3. 1 損傷の推定と耐震性向上検討

橋梁全体系の動的解析モデルで、レベル2地震動によって各構造部位に生じる損傷を推定した。目標とする耐震性能を確保するのに、許容できる損傷と許容できない損傷は、兵庫県南部地震の被災事例を参考に、図-41に示すような損傷の連鎖現象を考慮した¹¹⁾。各橋の損傷連鎖図をそれぞれ図-4.2, 4.4, 4.6に整理する^{11), 12)}。図中に許容できない損傷に対する耐震性向上対策の選定経路を示す。

3橋梁の耐震性向上対策をそれぞれ図-4.3, 4.5, 4.7に示す^{13)~17)}。各橋の耐震性向上対策は、許容できない損傷に対して、耐力が不足している構造部位は耐力を増加し、変位量が過大となる構造部位は追従できる変位を増加し、回避できない損傷に対しては落橋防止構造システムを向上させるような補強を基本とした。損傷連鎖図から選定された耐震性向上案は、それぞれ以下のとおりである^{13)~17)}。

◇横浜ベイブリッジ^{13)~15)}

- ①エンドリンクの脱落に伴う桁端の浮き上がりに対するアップリフト防止ケーブル
- ②下路床桁の下弦材の損傷に対する対策
- ③タワーリンクの脱落による主構の沈下に対する主塔部の段差防止構造
- ④桁端変位に対する隣接橋の落橋防止構造
- ⑤端橋脚の耐力超過に対する脚注内部の縦リブ増設

◇レインボーブリッジ¹⁶⁾

- ①桁端変位に伴う塔と補剛桁の衝突部の補強
- ②ウィンドタンクシステムの損傷に対する補剛桁のストッパー設置
- ③主塔の塔頂水平材の損傷に対する補剛材追加
- ④側塔の耐力超過と変位に対する横リブ増設補強および隣接橋の落橋防止構造

◇鶴見つばさ橋¹⁷⁾

- ①主塔および端橋脚の水平支承の脱落と耐力超過に対する補強
- ②弾性拘束ケーブル定着部の損傷に対する補強
- ③ペンデル支承の損傷の予防対策としての移動量確保
- ④桁端変位に伴う隣接橋の押出しに対する落橋防止システム
- ⑤主塔基部の耐力超過に対する補強

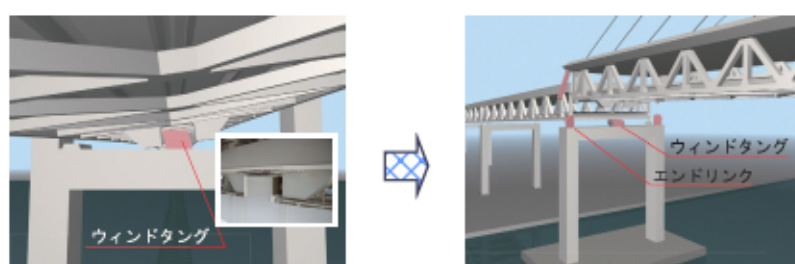


図-4.1 横浜ベイブリッジの橋軸直角方向地震動における損傷のシナリオの一例¹¹⁾
(端橋脚のウィンドタンクの損傷に伴う損傷の連鎖)

ここで、横浜ベイブリッジの②下路床桁の下弦材の損傷に対する対策、およびレイ
ンボープリッジの③主塔の塔柱水平材の損傷に対する補剛材追加については、動的解
析の結果では損傷評価が難しいため、4.3.2で後述するように、より詳細な耐震性能照
査によって補強が必要と判断したものである。

各橋の各構造部位に生じる損傷程度と、許容できない損傷に対する耐震性向上対策
の考え方は、付録1に詳しくまとめた。

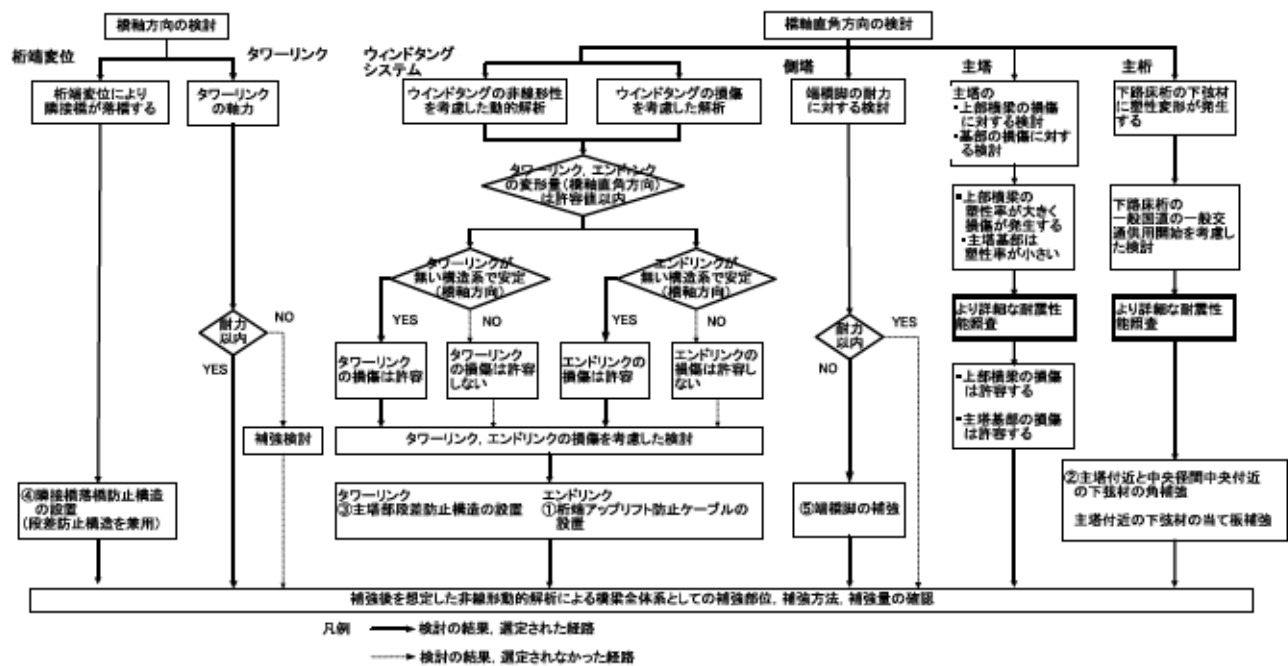


図-4.2 横浜ベイブリッジの損傷連関図

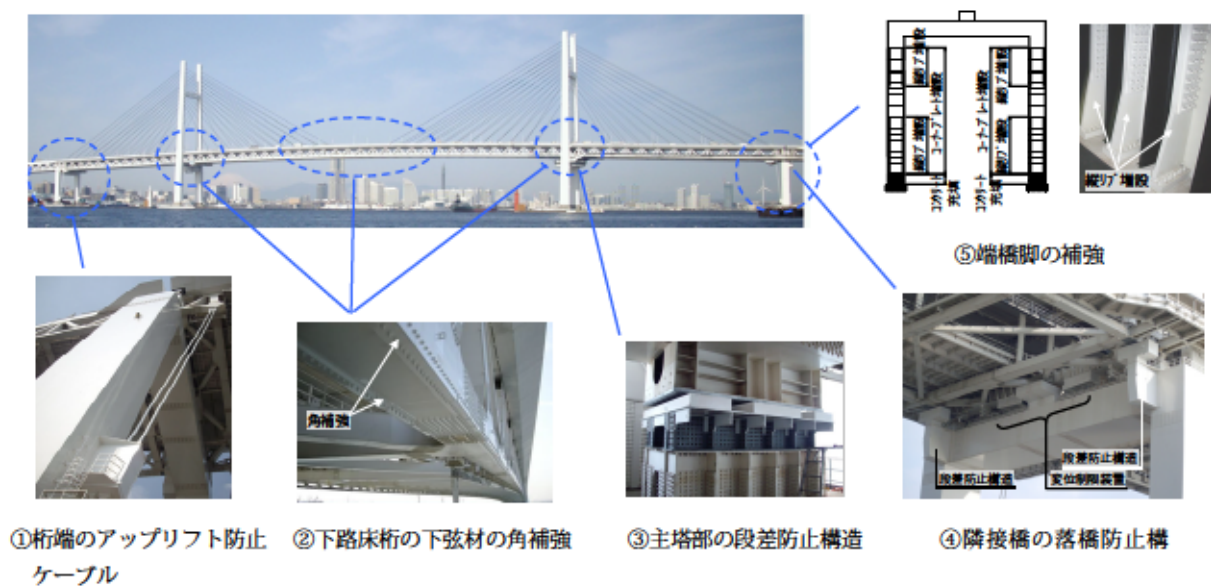


図-4.3 横浜ベイブリッジの耐震性向上対策

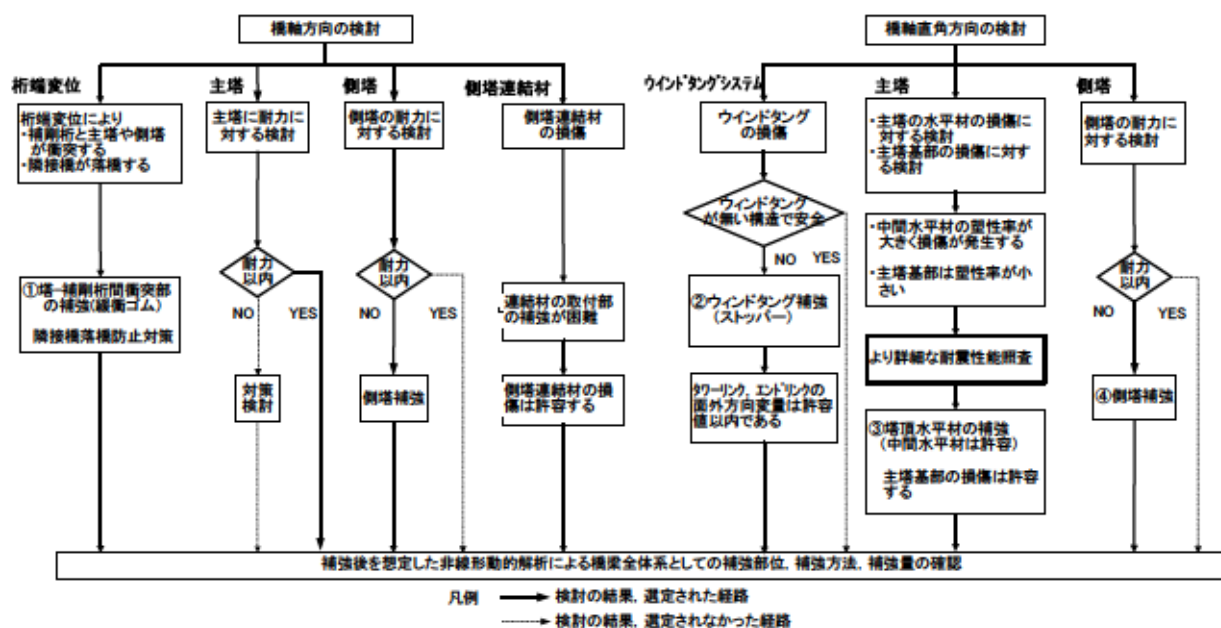


図-3.4 レインボーブリッジの損傷関連図

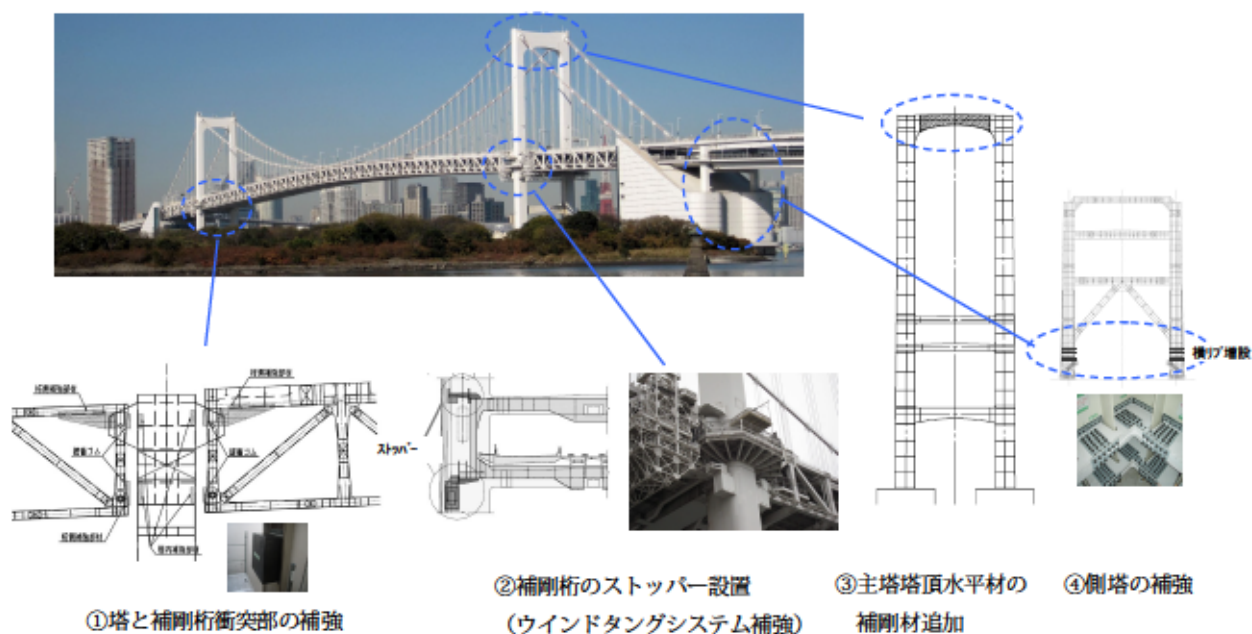


図-3.5 レインボーブリッジの耐震性向上対策

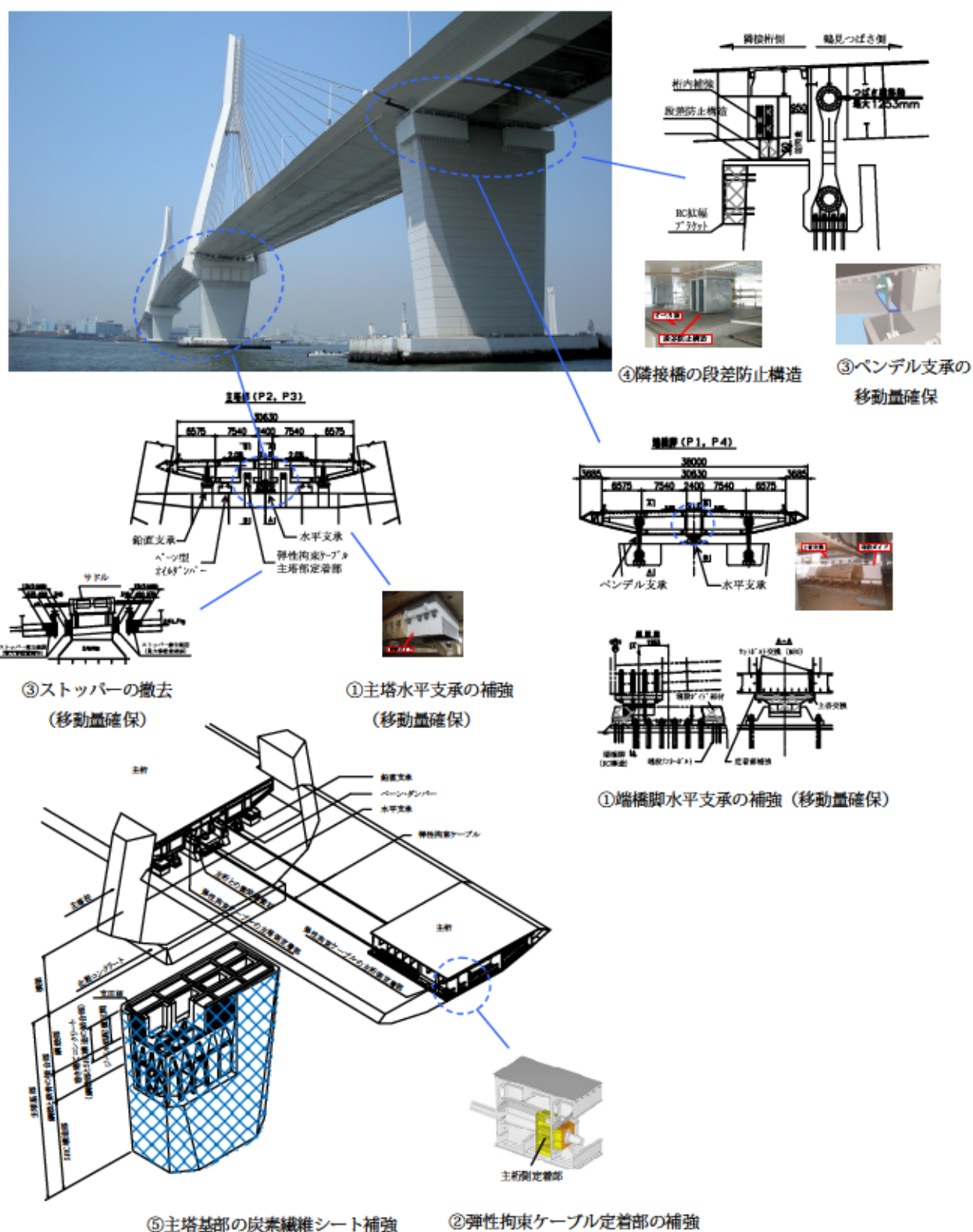


図-3.7 鶴見つばさ橋の耐震性向上対策

4. 3. 2 より詳細な耐震性能照査が必要な構造部位の抽出

図-4.3, 4.5 の横浜ベイブリッジおよびレインボーブリッジの損傷連関図の選定経路において、動的解析の結果では損傷評価が難しく、より詳細な耐震性能照査が必要な構造部位を以下のとおり抽出した。

1) 鋼製主桁に生じる損傷

3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁は、上層は鋼箱桁、下層は鋼トラス形式のダブルデッキ構造である。橋梁全体系を対象とした非線形動的解析の結果では、橋軸直角方向から作用するレベル 2 地震動によって、下層の下弦材を含む下路床桁の一部に塑性化が生じるが、断面力のほとんどを負担する上路箱桁の地震応答は弾性域にとどまるため、下路床桁の一部が塑性化しても落橋や倒壊は生じない。しかし、図-4.8 に示すダブルデッキ構造の下層に位置する下弦材を含む鋼製下路床桁に生じる損傷は、一般交通に与える影響と補強も視野に入れて、より詳細に耐震性能照査を行う必要があると考えられる。この鋼製主桁の検討については、第 5 章で詳しく述べる。

2) 鋼製主塔に生じる損傷

内傾 H 型ラーメン構造の横浜ベイブリッジの鋼製主塔の塔柱基部には、橋軸直角方向から作用するレベル 2 地震動によって降伏軸力（鋼材の降伏点応力度の公称値を用いて算出）の約 35%、3 層ラーメン構造のレインボーブリッジの鋼製主塔基部には 46% という大きな圧縮軸力が生じるが、非線形梁要素に生じる塑性曲率は小さく、鋼製橋脚を対象とした正負交番載荷実験結果等によれば、その損傷は許容できる^{2),3)}。しかし、小野らは、大型模型を用いて鋼製橋脚に軸力比で 12%、28%、39% という圧縮軸

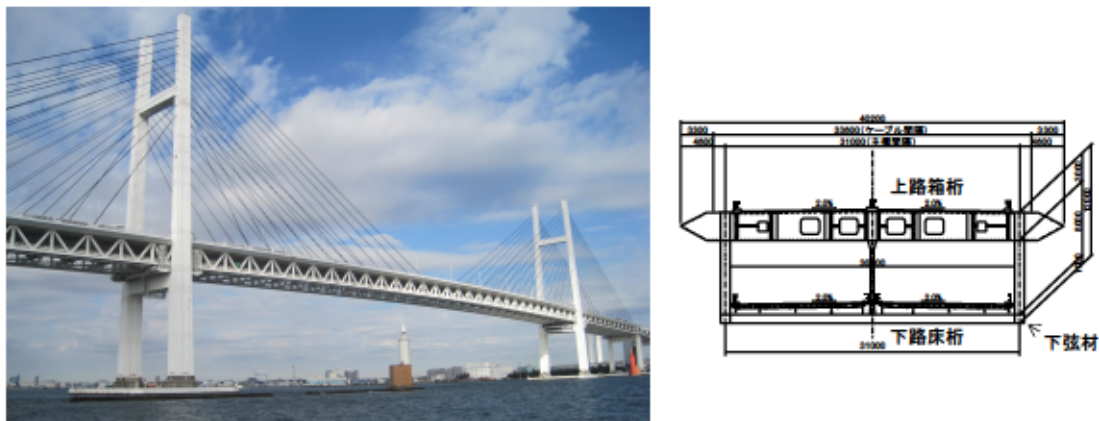


図-4.8 3 径間連続補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁

力を作用させた状態で正負交番載荷実験を行い、圧縮軸力が大きくなると、損傷モードと塑性変形性能が大きく変化するという実験結果を得ている¹⁸⁾。このため、高圧縮軸力下では従来の鋼製橋脚に対する正負交番載荷実験結果³⁾とは損傷モードや塑性変形性能が異なるという報告に鑑みて^{18)~20)}、より詳細に耐震性能照査を行う必要があると考えられる。

また、ラーメン形式の主塔の横浜ベイブリッジの上部水平材は、梁モデルの動的解析結果では、梁と柱の接合部付近に曲げによる大きな塑性変形が生じると予想される。しかし、兵庫県南部地震で被災した阪神高速5号湾岸線の長大橋梁における2層構造の鋼製ラーメン橋脚の被災事例等から推察すると⁷⁾、上部水平材はせん断座屈で損傷すると予想され、曲げに関する非線形性のみを考慮した非線形梁要素に生じた塑性曲率の塑性変形の大きさだけから耐震補強の要否を判定するのは不十分と考えられる。レインボーブリッジの主塔は、動的解析結果の応答値において、塔頂水平材と中間水平材に曲げによる大きな塑性変形が生じている。横浜ベイブリッジと同様、主塔の水平材は、曲げに関する非線形性のみを考慮した非線形梁要素に生じた塑性曲率の塑性変形の大きさだけから耐震補強の要否を判定するのは不十分と考えられるため、さらに詳細に耐震性能照査を行う必要があると考えられる。

この鋼製主塔については、遠藤の長大吊橋主塔の耐震性能照査に関する研究例を参考にして²¹⁾、より詳細な耐震性能照査の検討を行い^{22),23)}、付録2に詳しくまとめた。

4. 4 まとめ

- 1) 長大吊形式橋梁である横浜ベイブリッジ、レインボブリッジ、および鶴見つばさ橋の3橋梁について、実橋の地震観測記録を用いて再現性を確認した橋梁全体系の動的解析モデルによって、レベル2地震時にどの部位にどのような損傷が生じるか推定した。各橋の損傷程度は、付録1に詳しくまとめた。

各構造部位に生じる損傷の連鎖現象を考慮し、目標とする耐震性能を確保するのに、許容できる損傷と許容できない損傷を分類し、動的解析の結果からは損傷評価が難しく、より詳細な耐震性能照査が必要な構造部位を抽出した。

- 2) 3径間連続鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁は、橋軸直角方向から作用するレベル2地震動によって、ダブルデッキ構造の下層に位置する下弦材を含む鋼製下路床桁に生じる損傷について、一般交通に与える影響と補強も視野に入れて、より詳細に耐震性能照査を行う必要があると考えられる。
- 3) 橋軸直角方向から作用するレベル2地震動によって大きな圧縮軸力が生じる横浜ベイブリッジとレインボブリッジのラーメン形式の鋼製主塔の塔柱基部、およびせん断座屈による損傷が生じる可能性のある主塔の水平材の耐震性能について、より詳細に検討を行う必要があると考えられる。この鋼製主塔の耐震性能照査については、付録2に参考として詳しくまとめた。

第4章の参考文献

- 1) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 技術展望・首都高速道路における長大耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No.794/I-72, pp.1-19, 2005.
- 2) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 技術展望・首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.1-20, 2005.
- 3) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)~(VIII), (総括編), 共同研究報告書第 178 号~184 号, 第 212 号, 第 219 号, 1997.-1999.
- 4) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility of thin-walled steel box stub-columns, *Journal of Structure Engineering*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1304-1311, 2000.
- 5) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility evaluation procedure for thin-walled steel structures, *Journal of Structure Engineering*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1312-1319, 2000.
- 6) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌一, (財) 阪神高速道路管理技術センター, 1997.
- 7) 阪神高速道路公団監修: 阪神高速道路震災から復旧まで 1995.1.17-1996.9.30[写真集], (財) 阪神高速道路管理技術センター, 1997.
- 8) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告土木構造物の被害, 第1章橋梁, 土木学会, 1996.
- 9) 内閣府 首都圏直下地震モデル検討会: 首都直下のM7クラスの地震及び相模トラフ沿いのM8クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書, 2013.12.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 2002.
- 11) 首都高速道路株式会社, 財団法人首都高速道路技術センター: 首都高速道路の橋梁に関する調査研究(平成 16・17・18 年度) 報告書, 2007.
- 12) 首都高速道路株式会社, 財団法人首都高速道路技術センター: 首都高速道路の橋梁に関する調査研究(平成 19 年度) 報告書, 2008.
- 13) 青木敬幸, 山本泰幹, 神木剛, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 横浜ベイブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.5-12, 2008.
- 14) 櫻井裕一, 山本泰幹, 小林雅彦, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 横浜ベイブリッジの下路トラス桁の耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.43, pp.19-24, 2009.
- 15) 櫻井裕一, 山本泰幹, 小林雅彦, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 「横浜ベイブリッジの下路トラス桁の耐震補強の設計・施工」に関する討議・回答, 橋梁と基礎, Vol.44,

pp.42-44, 2010.

- 16) 梶原仁, 松原拓朗, 松田宏一, 山口真史, 小林一雄, 江野澤正義: レインボーブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.44, pp.17-22, 2010.
- 17) 青木敬幸, 中野博文, 水井啓和, 山崎達朗, 山野辺慎一: 鶴見つばさ橋の耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.13-20, 2008.
- 18) Okada, S., Ono, K., Nishimura, N., Tasaki, S. and Takahashi, M.: An experimental study for estimating seismic performance of steel members under high compressive axial force, *Proceedings of the 5th Japan-Korea Joint Seminar on Bridge Maintenance*, pp.141-148, 2004.
- 19) 小野潔, 橋本亮, 西村宣男, 山口栄輝: ファイバーモデルを用いた補剛矩形断面鋼部材の耐震性能照査法に関する一提案, 橋梁と基礎, Vol.41, No.6, pp.26-33, 2007.
- 20) 佐野泰如, 小池洋平, 大森邦雄: 複弦アーチリブの橋軸直角方向地震時耐荷力に関する検討, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.297-311, 2007.
- 21) 遠藤和男: 大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究, 大阪大学学位論文, 2007.7.
- 22) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.13-20, 2010.1.
- 23) 山本泰幹, 市川衡, 溝口孝夫, 矢部正明: 首都高速道路の長大吊構造系橋梁における主塔の耐震性能評価, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.205-212, 2007.

第5章 地震時の挙動が複雑な構造部位の耐震性能照査

5. 1 概要

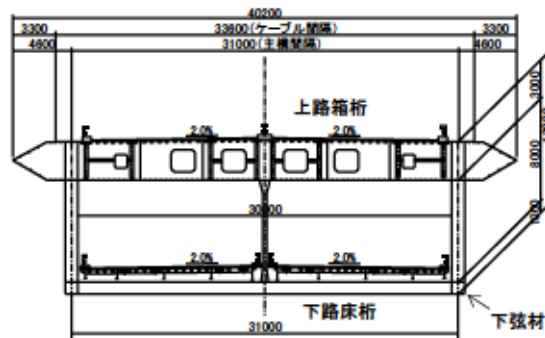
3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋である横浜ベイブリッジの主桁は、図-5.1 に示すように上層は鋼箱桁、下層は鋼トラス形式のダブルデッキ構造である。上路箱桁と垂直材および下弦材を含む下路床桁からなる箱形ラーメン構造として一体となって機能する¹⁾。したがって、下路床桁に比較して剛性の大きな上路箱桁が健全な状態にある限り、一般的な静定構造であるトラス橋のように、下路床桁を構成する主要な部材に損傷が生じることが、即、橋としての安定性が失われることにはならない。

レベル2 地震動に対する橋梁全体系を対象とした動的解析結果によって、その地震応答が弾性域に留まることが確認されている上路箱桁は、目標とする耐震性能を確保できるが、下層の下路床桁については、付録1 に示すように、動的解析の結果から軸力が卓越する下弦材に塑性変形が生じると予想された。

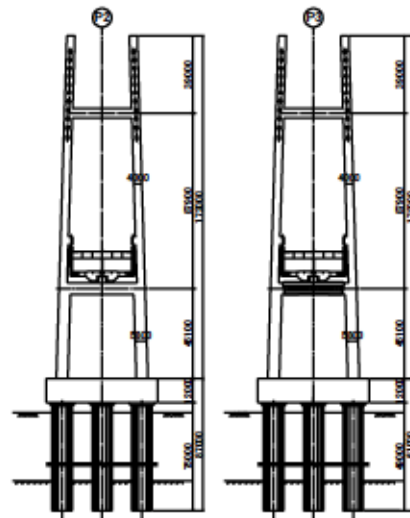
レベル2 地震動に対する耐震性能は、損傷箇所とその状態によって恒久的な補修に時間を要することを許容するが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能となることを目標としている。

この性能目標が達成できることを示すためには、レベル2 地震動によってどこに損傷が生じ、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、その結果に基づいてどのような耐震補強構造を選定するか、または損傷を許容するか、それらをどのように判断したか、さらに対策を施した橋の輸送機能や復旧性が確保されていることも示す必要がある。

プッシュオーバー解析は、静的解析なので、動的解析よりも解析モデルの自由度数と材料および幾何学的非線形性等のモデルの精度を高めることができるので、損傷をより具体的な形で表現することができるというメリットがある。そのため、橋梁全体系を対象とした面外の動的解析より得られた地震応答値を用いた鋼部材の照査結果に基づいて損傷が生じる箇所を推定した後、その主桁の損傷範囲を3次元シェル要素でモデル化し、材料非線形と幾何学的非線形を考慮したプッシュオーバー解析を行い、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、目標とする耐震性能が確保できるか、より詳細に検討した^{2),3)}。



(1) 主桁の断面図



(2) 主塔の正面図 単位：mm

図-5.1 横浜ベイブリッジの構造概要

一般的な橋では、震度法と同様に、一様な加速度分布を仮定した慣性力分布の地震荷重でのプッシュオーバー解析が行われている⁴⁾。しかしながら、長大吊形式橋梁の主桁の下路床桁を構成する部材は、幾何学的非線形性の影響も大きい部材である。プッシュオーバー解析に用いる地震荷重は、5.2に後述するように、地震時の挙動が複雑な構造部位を対象とした場合、動的解析とプッシュオーバー解析によって推定される損傷の整合性と解析結果の信頼性の確保に大きく関係する。荷重は、動的解析より得られる地震応答と慣性力分布を考慮しながら、着目する部位に大きな影響を与える着目量が最大となる時刻における慣性力分布を正負交番载荷してプッシュオーバー解析の地震荷重とすることで、動的解析結果とプッシュオーバー解析結果の整合を確保した。

5. 2 プッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法の検討

5. 2. 1 プッシュオーバー解析の地震荷重の作用方法

本研究は、他のトラス橋や吊橋の鋼上部構造の検討例と比べて塑性化した部材の損傷程度が大きい 3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の主桁の耐震性能照査を扱う。損傷部位全体を 3 次元シェル要素でモデル化し、静的なプッシュオーバー解析の地震荷重は繰り返し作用の影響を考慮する。また、その際、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と 3 次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱うことは、塑性化した鋼上部構造部材の損傷を解析で精度良く推定して、目標とする耐震性能を照査する上で前提になる。

主桁のように地震時の挙動が複雑で幾何学的非線形性の影響も大きい構造部材にプッシュオーバー解析で作用させる地震荷重について、2.4 の Step4-1 と Step4-2 の着目する部位に大きな損傷を生じさせる時刻の慣性力分布を正負交番載荷して、複合非線形動的解析の損傷分布と比較し、両者の損傷分布の整合性を確保する検討方法を図-5.2 のフローにして示す。このフローに沿って、その地震荷重の作用方法の有効性を 3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の主桁を対象に、5.2.2 で検証する。

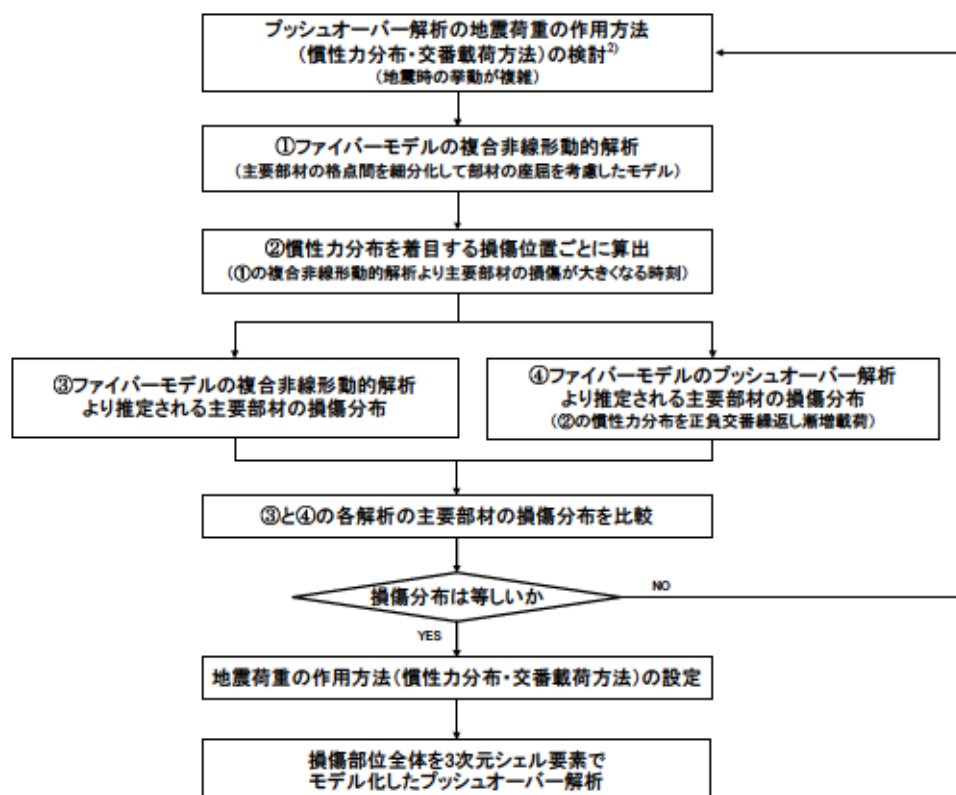


図-5.2 地震時挙動が複雑な構造部位のプッシュオーバー解析の地震荷重の作用方法

5. 2. 2 主桁に作用させる慣性力分布

図-5.3 は、橋軸直角方向からレベル 2 地震動タイプ II を作用させたとき、下層の下路床桁の下弦材の損傷が大きくなる時刻の変形と箱桁部の加速度分布を示したものである。加速度分布と変形は、最大値で基準化して表示している。7.01 秒は、橋梁全体系の動的解析で P2 主塔位置付近の下弦材が上述した照査の許容値を大きく超過する時刻、8.73 秒は端部橋脚位置付近と中央径間中央付近の下弦材が上述した照査の許容値を大きく超過する時刻である。プッシュオーバー解析では、これらの下弦材の損傷が最大となる各々の時刻の加速度分布に質量を乗じて求めた慣性力分布をそれぞれ橋梁全体系の橋軸直角方向に载荷した。

下弦材の損傷は、ここでは橋梁全体系の線形動的解析より得られた軸力と曲げモーメントの応答時刻歴を用いて、2012 年版の道路橋示方書 II 鋼橋編 4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材としての照査結果によって評価した⁹⁾。具体的には、降伏に対する照査（軸力が引張の場合）と局部座屈の連成を考慮した部材の座屈に対する照査（軸力が圧縮の場合）および部材を構成する板パネルの局部座屈の照査（軸力が圧縮の場合）を行い、何れかの照査において許容値に対する超過が 1.5 倍以上となる部材を損傷が大きい部材とした。

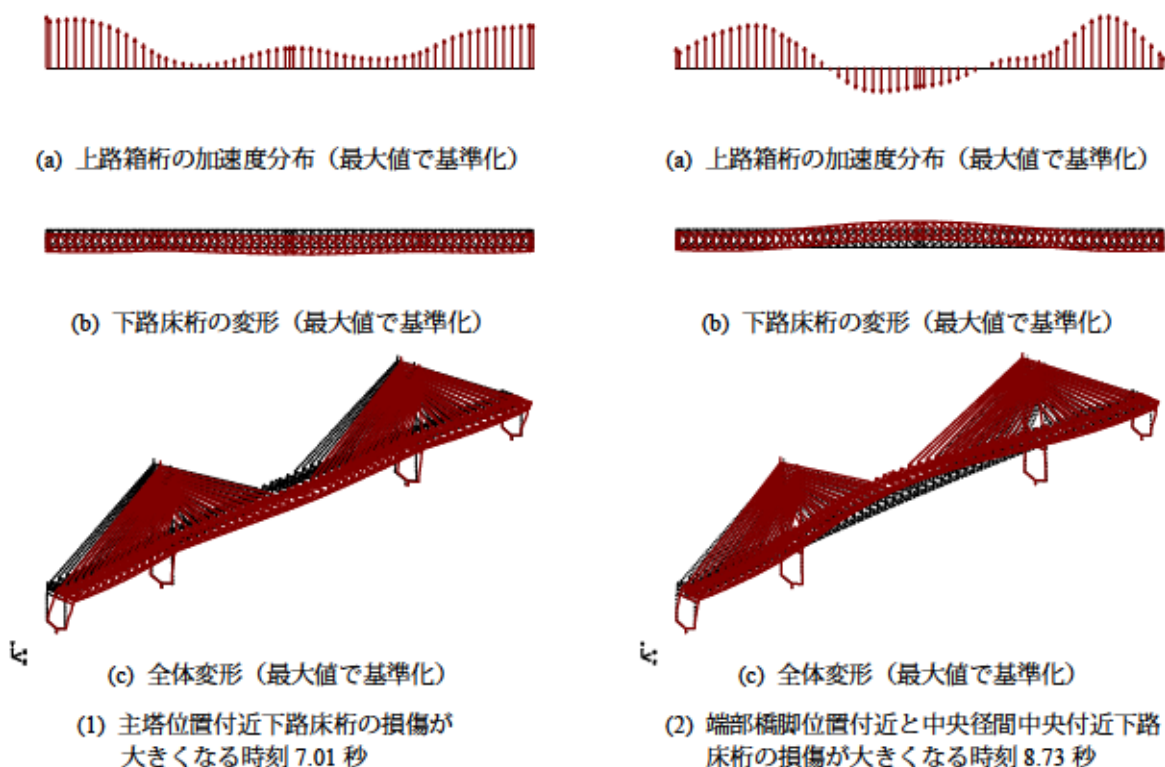


図-5.3 下路床桁の下弦材の損傷が大きくなる時刻の変形と加速度分布および载荷荷重

図-5.4 は、端部橋脚位置付近（P1, P4）と主塔位置付近（P2, P3）および中央径間中央付近における横桁や下弦材に生じる軸力の応答波形について、最大値の発生時刻を上述した 7.01 秒と 8.73 秒に注目して比較したものである。横浜ベイブリッジの P2 主塔と P3 主塔は、多柱基礎のフーチングより上に着目すれば、構造として対称であるが、支持地盤（工学的基盤面に相当）の起伏の関係から多柱基礎の諸元は異なっている。そのため、P2 主塔位置付近の下弦材に生じる軸力が最大となる時刻が約 7 秒、P3 主塔位置付近の下弦材に生じる軸力が最大となる時刻が約 16 秒と異なっている。しかし、P2 主塔位置付近の下弦材に生じる軸力が最大となる時刻 7.01 秒でも P3 主塔位置付近の下弦材には、最大応答値の 80%に相当する軸力が生じていることと、耐震性能評価では、P2 主塔位置付近と P3 主塔位置付近の両方の下弦材のうち、損傷が大きい方の下弦材の損傷を主塔位置付近の下弦材に生じる損傷とすることから、ここでは、7.01 秒における慣性力分布を主塔位置付近の下弦材に着目したプッシュオーバー解析に用いる地震荷重とした。

主塔位置付近の下弦材に大きな損傷が生じる 7.01 秒時の慣性力分布に基づいた地震荷重を「荷重 1」とし、端部橋脚位置と中央径間中央付近の下弦材に大きな損傷が生じる 8.73 秒時の慣性力分布に基づいた地震荷重を「荷重 2」とする。

..... 7.01sec (主塔位置付近の下弦材に起きる損傷が生じる時刻)
 8.73sec (主塔位置付近の下弦材に起きる損傷が生じる時刻)

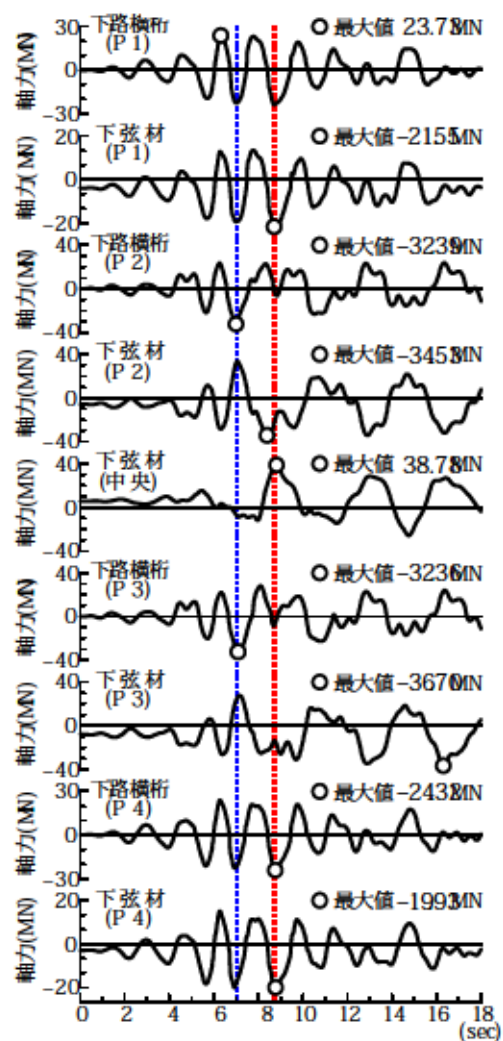


図-5.4 下路床桁を構成する部材に生じる軸力

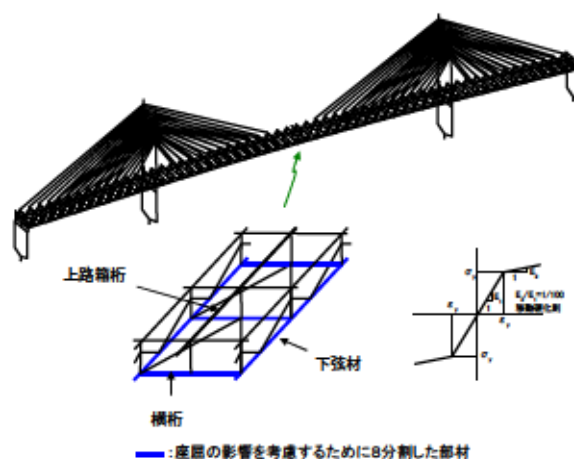


図-5.5 レベル2地震動の地震荷重の作用方法の検討に用いたファイバーモデル (橋軸直角方向)

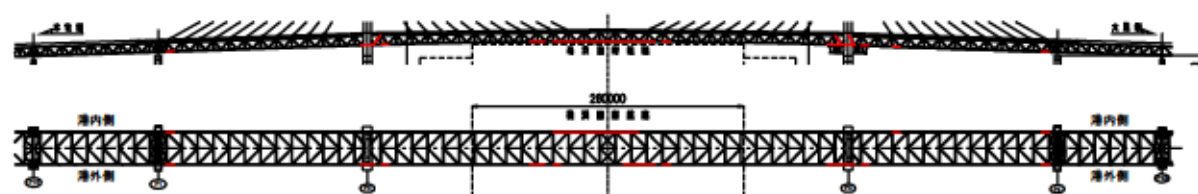
5. 2. 3 地震荷重の正負交番載荷方法の検討

下路床桁を構成する部材は、軸力が卓越する部材であり、既往の研究^{9)~15)}が対象としてきた曲げモーメントやせん断力だけが卓越する部材とは異なり、材料非線形だけでなく幾何学的非線形性の影響も大きい部材であり、複合非線形問題となる。

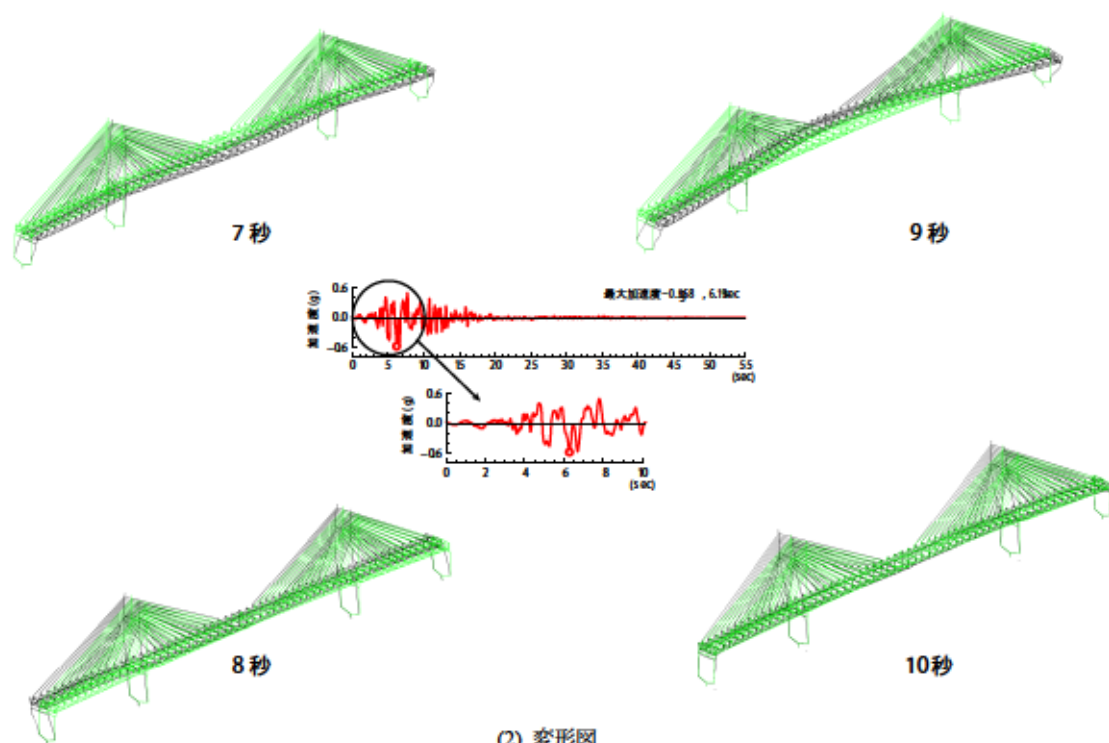
鋼製床桁の下弦材を対象とした動的載荷実験はほとんどなく、複合非線形問題において、繰返し載荷の影響が下路床桁に与える影響を判断できなかったもので、上述した地震荷重を用いたプッシュオーバー解析と動的解析が整合するかを確認するために、図-3.28 に示した橋梁全体系モデルの主桁部をファイバー要素でモデル化するとともに、図-5.5 に示すように、下路床桁の下弦材と横桁の格点間を 8 分割に細分割した。応力-ひずみ関係は、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 とし、移動硬化則を用いた。そして、この解析モデルに対して有限変位理論を用いた非線形動的解析とプッシュオーバー解析の両方を行い、両者の解析結果を比較して、図-5.3 に示した慣性力分布をプッシュオーバー解析の地震荷重とすることと、その正負交番載荷方法の妥当性について検討した²⁾。

ファイバーモデルの複合非線形動的解析の下弦材の塑性化状況と時刻歴の変形図を図-5.6 に示す。また、主塔位置付近の下弦材に大きな損傷が生じる荷重 1 と中央径間中央付近の下弦材に大きな損傷が生じる荷重 2 におけるファイバーモデルのプッシュオーバー解析の正負交番繰返し漸増載荷による下路床桁の塑性化状況を図-5.7 と図-5.8 にそれぞれ示す。図中の載荷ステップは、動的解析で求めた荷重 1, 2 の慣性力分布を一方向から漸増載荷した最大荷重を 100%とし、正→負→正と正負交番載荷したものである。図より 3 ステップまでは、繰返し載荷により損傷箇所が徐々に広がっているが、4 ステップ以降はほぼ同じ損傷分布になっていることがわかる。

図-5.9 は、図-5.5 に示したファイバーモデルに対する複合非線形問題としての動的解析とプッシュオーバー解析によって損傷する部材を比較したものである。図の(1)は動的解析、図の(2)は正負交番載荷のプッシュオーバー解析より推定された下路床桁の損傷状況であり、座屈した部材や塑性化した部材を着色して示す。図の(2)(a)は主塔位置付近の下弦材の応答が大きくなる荷重 1 を用いたとき、図の(2)(b)は端部橋脚位置付近と中央径間中央付近の下弦材の応答が大きくなる荷重 2 を用いたときのプッシュオーバー解析の結果である。図の(1)に示すように動的解析では、端部橋脚位置の下弦材にも損傷が生じているが、プッシュオーバー解析では、損傷が生じていない。これは、慣性力と減衰力の影響を考慮した動的解析と慣性力だけの影響を考慮したプッシュオーバー解析（静的解析）の違いや、端部橋脚の地震応答に寄与する高次の固有振動モ



(1) 塑性化の状況



(2) 変形図

図-5.6 ファイバーモデルの複合非線形動的解析の変形と損傷

ードの影響が原因として考えられる。

なお、耐震補強後の端部橋脚とその付近の下路床桁を3次元シェル要素でモデル化した橋梁全体系モデルに対してプッシュオーバー解析を行うと、下路床桁に損傷が生じる以前に、端部橋脚の横梁部のウィンドタングに生じる局部座屈等によって端部橋脚としての最大耐力に達することを確認している。これより、より詳細な解析モデルを用いれば、動的解析によっても端部橋脚の横梁部のウィンドタングに生じる局部座屈等の影響を考慮できるので、端部橋脚位置の下弦材に損傷が生じることはないと予想される。

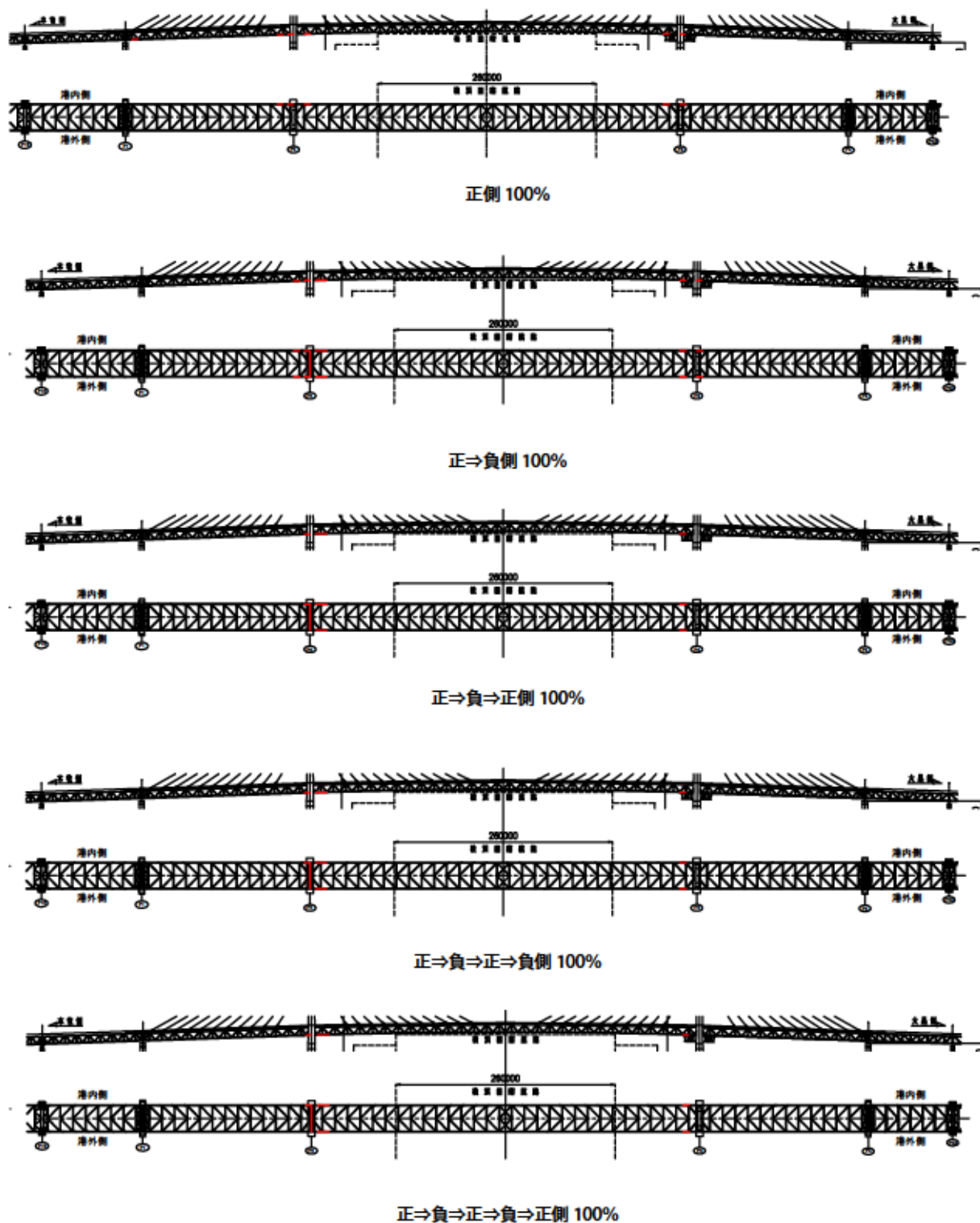


図-5.7 ファイバーモデルのプッシュオーバー解析（荷重 1 による正負交番载荷）の損傷

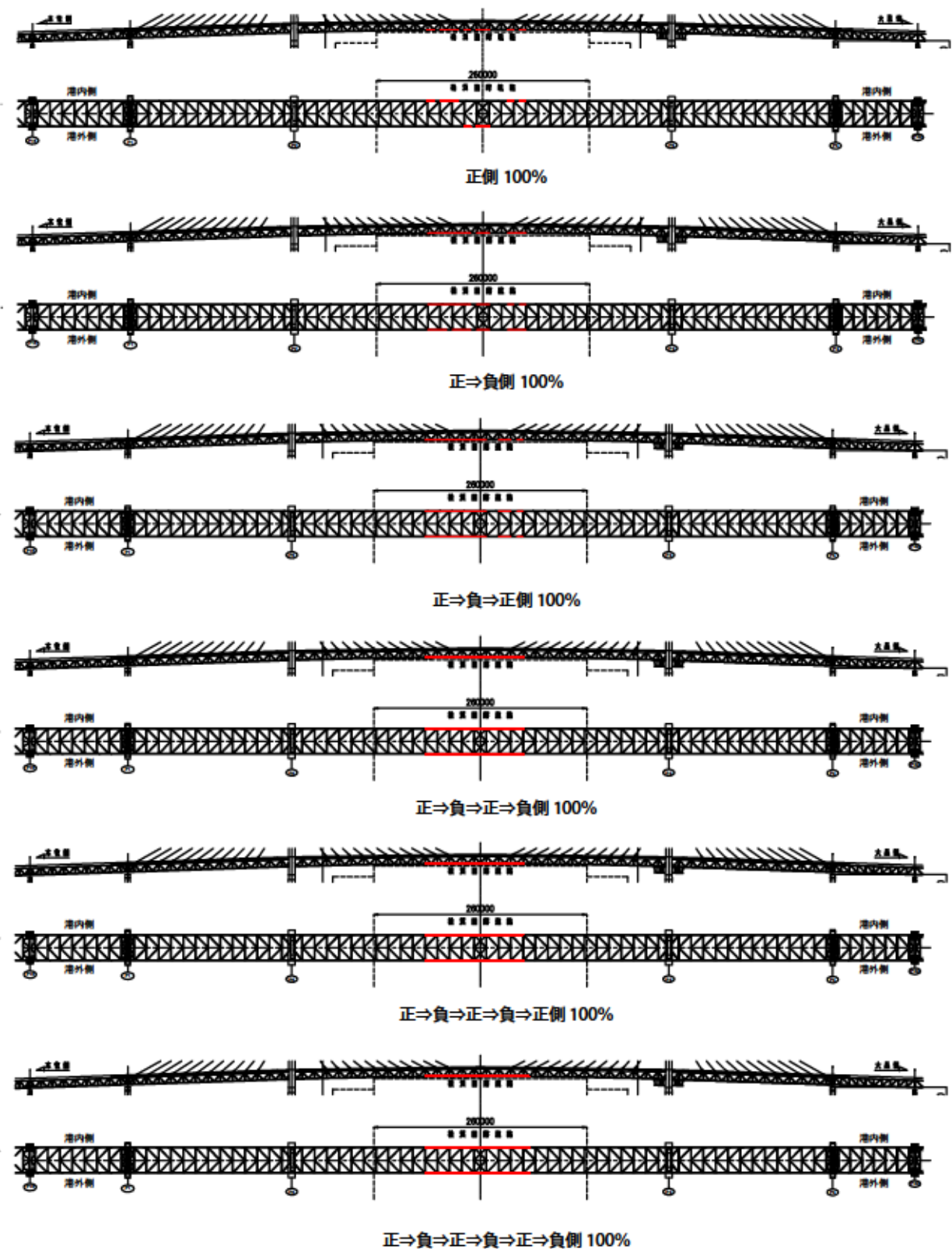


図-5.8 ファイバーモデルのプッシュオーバー解析（荷重 2 による正負交番載荷）の損傷

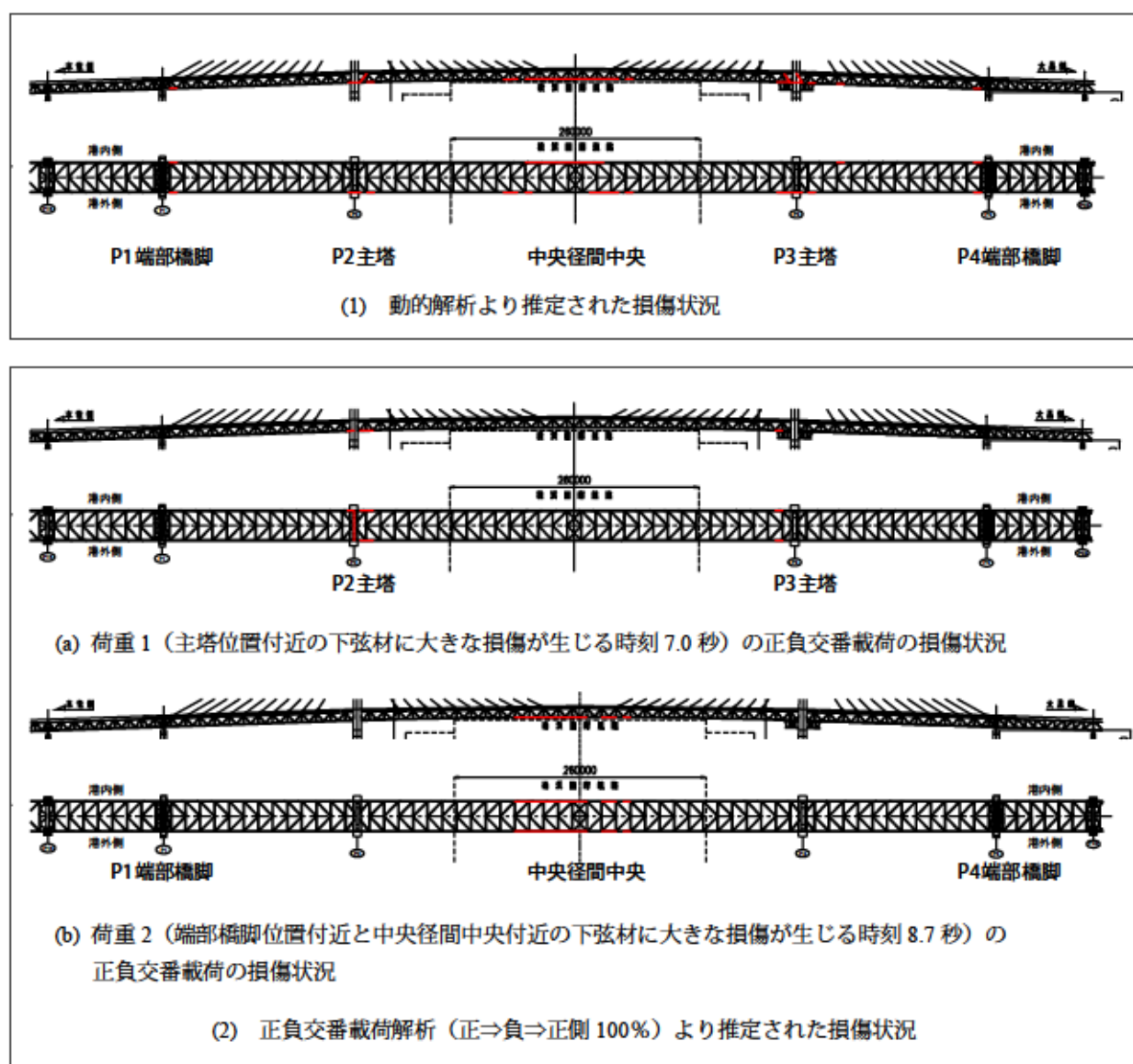


図 -5.9 ファイバーモデルの複合非線形動的解析とプッシュオーバー解析から推定される損傷範囲の比較

図の(2)(a)の荷重 1 によるプッシュオーバー解析では、図の(1)の P2 主塔位置の斜材や P3 主塔位置付近の下弦材の損傷の一部が推定できていない。P2 主塔位置の斜材の損傷の違いは、端部橋脚位置付近の下弦材と同様に、動的解析と静的解析の違いに因していると考えられるが、一部の斜材の損傷が下路床桁の安定性を脅かすことはない。下路床桁の耐震性能を照査する上でこの差は問題ないと判断した。P3 主塔位置付近の下弦材に生じる損傷が異なるのは、図-5.4 に示したように、P2 主塔位置付近と P3 主塔位置付近の下弦材に生じる応答軸力が最大となる時刻が動的解析では異なっていることが主な原因であると予想される。前述したように耐震性能評価では、P2 主塔

位置付近と P3 主塔位置付近の両方の下弦材のうち、損傷が大きい方の下弦材の損傷を主塔位置付近の下弦材に生じる損傷とすることからこの誤差は耐震補強設計を進める上で問題とならないと判断した。

以上より、多少の差はあるが、着目している構造部材の応答が大きくなる時刻の慣性力分布を用いて正→負→正側と正負交番载荷してプッシュオーバー解析を行えば、動的解析とプッシュオーバー解析によって推定される損傷は、概ね一致するため、プッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法として妥当と判断した。入力地震動が異なる場合にも、同様にして、主桁の作用させる地震荷重の繰り返し作用の影響を検討すればよいと考えられる。

図-5.10と図 5.11 は、下弦材と横桁の格点間を 8 分割に細分化したファイバーモデルを用いた一方向载荷時の変形図と部材の座屈が生じた位置を示したものである。荷重 1 は、動的解析より得られる最大慣性力の約 1.6 倍の荷重を载荷したときに主塔位置付近の下弦材に座屈が生じる。荷重 2 は、動的解析より得られる慣性力の約 2.1 倍の荷重を再開したときに側径間中央の下弦材に座屈が生じる。動的解析の最大応答はプッシュオーバー解析の最大耐力よりも小さいので、鋼上部構造の全体系としての耐力は確保されている。

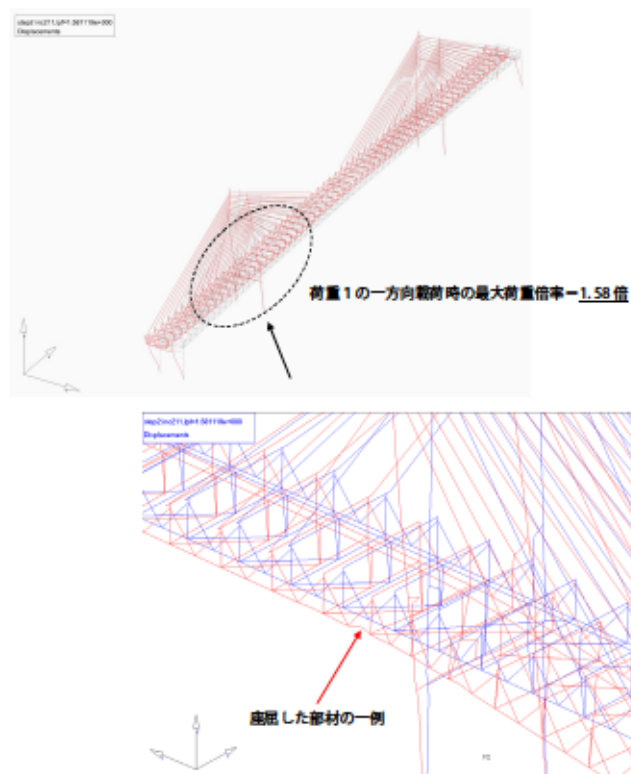


図-5.10 プッシュオーバー解析（荷重1による一方向載荷）の損傷

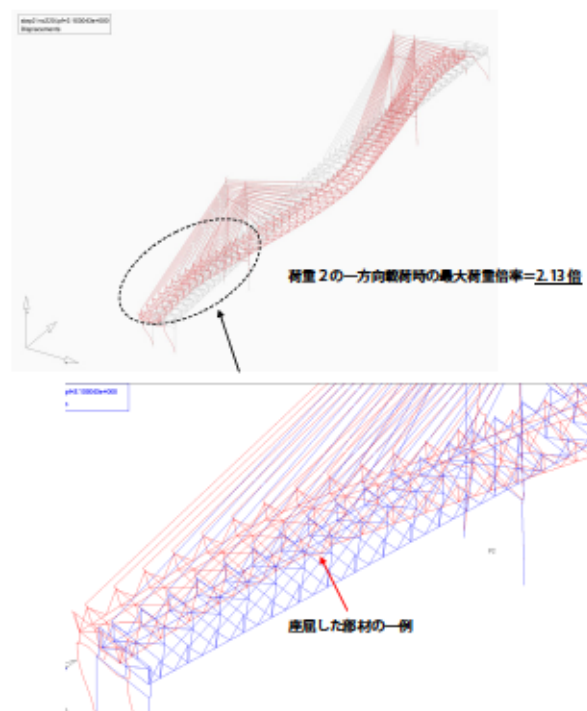


図-5.11 プッシュオーバー解析（荷重2による一方向載荷）の損傷

5. 3 主桁に3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析モデル

5. 3. 1 下路床桁に生じる損傷範囲の推定

長大吊構造系橋梁の場合、プッシュオーバー解析において、橋梁全体を3次元シェル要素でモデル化するのは、一般に計算機能力の制約があるため非効率である。このため、梁全体系モデルの動的解析結果から着目する下路床桁の損傷範囲を推定し、その範囲を3次元シェル要素でモデル化する。

図-5.12 は、橋梁全体系の非線形動的解析を行い、橋軸直角方向のレベル2地震動タイプⅡによって下路床桁の下弦材に生じる軸力を建設時の設計軸力と比較したものである。図の(1)は、レベル2地震動D+EQによって下弦材に生じる軸力と、建設時に断面寸法を決定した際の設計軸力、および断面から定まる降伏相当軸力を比較したものである。降伏相当軸力は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準じて部材の座屈と局部座屈に

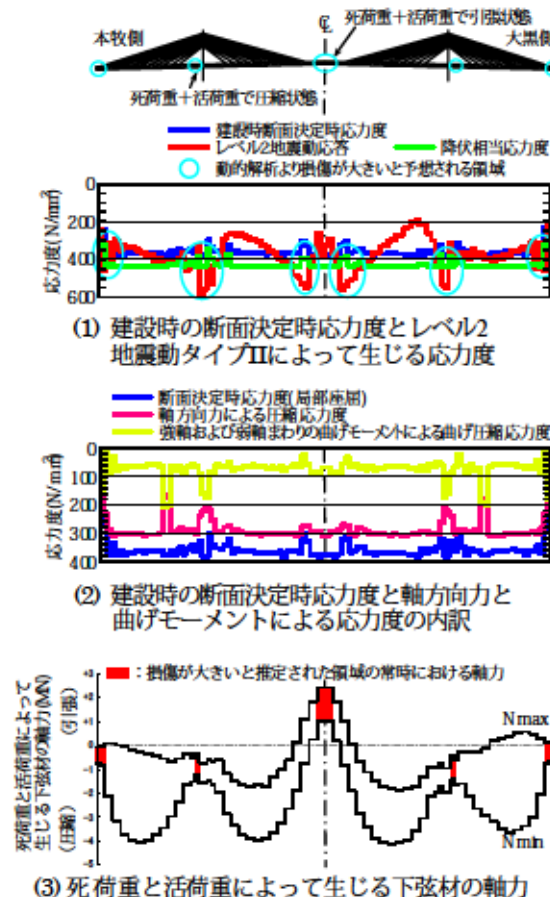


図-5.12 レベル2地震動による下弦材の応答と建設時の軸力

よる圧縮側の応力度の低減を考慮している。図より、横浜ベイブリッジの下路床桁の下弦材は、レベル2地震動タイプⅡによって、端部橋脚位置と主塔位置付近および中央径間中央付近で応答軸力が降伏軸力を大きく上回り、この付近での損傷が大きいと予想されるため、この範囲を後述するように、3次元シェル要素でモデル化した。

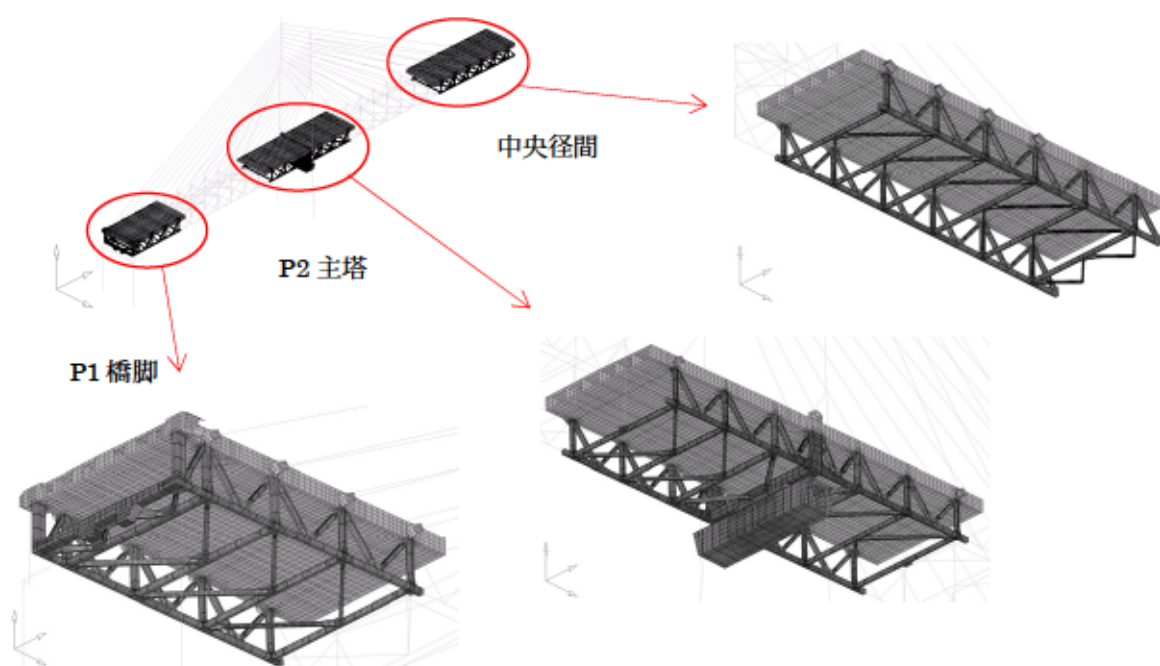
なお、図-5.12の(1)に示した建設時の断面決定時応力度とは、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材に規定される部材を構成する板パネルの局部座屈に関する照査に用いる応力度である。図の(1)に示した動的解析より損傷が大きいと予想される領域のうち、無補剛断面であるために損傷が大きい中央径間中央付近を除けば、図の(2)より、端部橋脚付近と主塔付近の下弦材は、軸力だけでなく、軸力と曲げモーメントによって生じる応力度によって断面寸法が決定されていることがわかる。曲げモーメントの影響が無視できないのは、3径間連続鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主構は、橋軸直角方向から作用する水平力に対して上路箱桁と垂直材および下路床桁（下弦材を含む）からなる箱形ラーメン構造として抵抗するからである。

一般に、長大斜張橋の主桁の中央径間中央付近の断面諸元が地震の影響によって決定されることは少ないが、中央径間中央付近の下路床桁に損傷が生じると予想されるのは次の理由による。建設時の設計地震動や風荷重による橋軸直角方向の荷重では、下路床桁の中央径間中央に生じる応力度は小さく、その付近の下弦材の断面諸元は、死荷重と活荷重からなる鉛直方向の荷重で決定されている。図の(2)は、死荷重Dと活荷重Lによって下弦材に生じる軸力である。図に示すように、死荷重と活荷重によって中央径間中央付近の下弦材に生じる軸力は引張であり、その値も他の下弦材よりも小さいため、中央径間中央付近の下弦材は無補剛断面となっている。一方、他の下弦材は、地震や風の影響や死荷重と活荷重によって大きな圧縮軸力が生じるため、補剛断面になっている。他の下弦材よりも相対的に耐力が小さい中央径間中央付近の下弦材は、設計地震動よりも大きなレベル2地震動タイプⅡが作用することによって、この部分にも損傷が生じると考えられる。

5. 3. 2 3次元シェル要素による主桁のモデル化

図-5.13 は、下路床桁に生じる損傷を評価するために実施したプッシュオーバー解析に用いた解析モデルである。節点は約 23 万節点、シェル要素の数は約 24 万要素、梁要素の数は約 2 万要素からなる。シェル要素による分割は、解析目的を踏まえて下路床桁を構成する部材は細かく分割し、上路箱桁を構成する部材は粗く分割した。その結果、シェル要素のサイズは最小で 45mm、最大で 1380mm（下弦材は最小 45mm～最大 425mm）となった。横浜ベイブリッジの主桁は、橋軸直角方向から作用する力に対して上路箱桁と垂直材および下路床桁（下弦材を含む）からなる箱形ラーメン構造として一体となって抵抗するため、剛な構造となっている。そのような箱形ラーメン系内に設置される床桁構造の剛性が下路床桁に与える影響は小さいので、剛性のモデル化は行わなかった。しかし、その重量は、現在供用されている暫定 2 車線ではなく、2 期完成系としての重量を付加している。図の(2)～(4)に示すように、図-5.6 に示した動的解析結果から大きな損傷が生じると予想される端部橋脚位置付近、主塔位置付近、および中央径間中央付近を 3 次元シェル要素でダイヤフラムやリブ等も含めてモデル化した。橋梁全体系の動的解析結果から、大きな損傷が生じないと予想された部分は非線形梁要素を用いた。その材料非線形性は、梁要素の断面をファイバー要素でモデル化することによって考慮した。図の(3)に示すように、シェル要素の応力-ひずみ関係は、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 とし、移動硬化則を用いた。図の(4)に示すように、非線形梁要素の断面を表したファイバー要素には、道路橋方書Ⅱ鋼橋編に準じて圧縮側の降伏応力度を低減させ、引張側と圧縮側の降伏点応力度が異なる応力-ひずみ関係を非線形弾性として与えた。実際には、地震動のような正負交番載荷荷重に対して履歴を描くものを、非線形弾性としているため、実現象の再現性が劣ると予想される。しかし、上述したように、橋梁全体系の動的解析結果を用いて実施した降伏と局部座屈の連成を考慮した部材の座屈の照査、および部材を構成する板パネルの局部座屈に関する照査において、許容値に対する超過が 1.2 倍以下（多くの部材が 1.0 倍以下）となる大きな損傷が生じない領域だけを非線形梁要素でモデル化しているため、非線形梁要素の断面を表すファイバー要素に与える応力-ひずみ関係を非線形弾性でモデル化することが原因で、実現象に対する再現性が劣ることはないと考えられる。

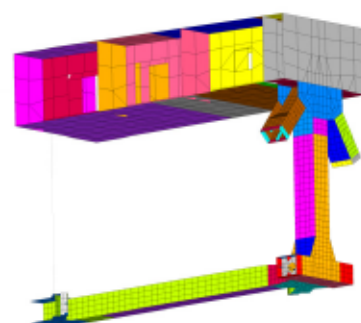
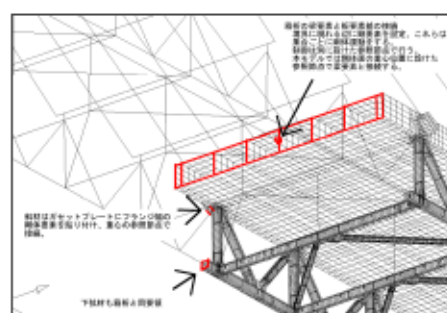
シェル要素と非線形梁要素の接合部は、シェル要素の境界部に剛な板を設けて、境界部で実態に合わない損傷が生じないようにした。また、耐震補強の際の補強範囲を正しく設定するために、添接板がある位置は、添接板に相当する板厚を増してその影響を考慮している。



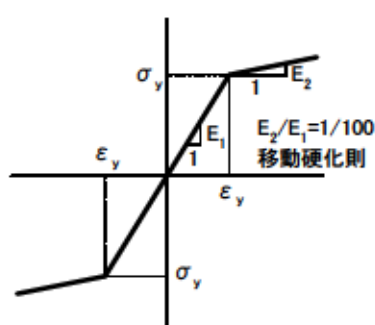
(1) 中央径間中央位置での対称性を考慮した解析モデルとシェル要素によるモデル化の範囲

シェル要素のサイズ

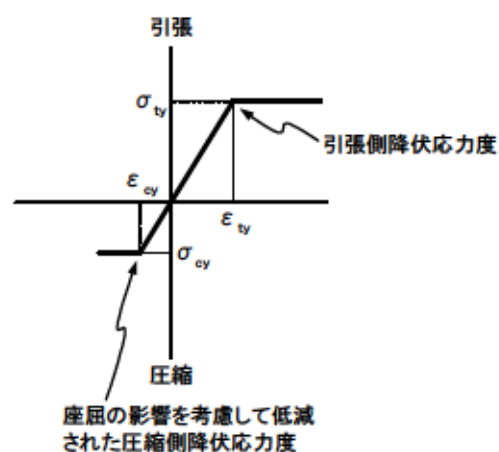
部位	要素長(mm)		要素の縦横比
	最小	最大	
上路箱桁部	120	1380	6.5
下弦材	45	425	10
垂直材	70	360	3
斜材	50	505	4
横桁	45	590	5
対横構	75	500	5
ガセット部	40	420	3.5



(2) シェル要素によるモデル化の状況



(3) シェル要素の応力-ひずみ関係



(4) 梁要素の断面を表すファイバー要素の応力-ひずみ関係

図-5.13 主桁のシェル要素と非線形梁要素を用いたプッシュオーバー解析モデル

鋼部材の静的な耐荷力解析では、初期条件として与える残留応力によって得られる耐荷力とその影響を無視したときよりも小さくなることが知られている。しかし、図-5.1の(1)に示すように、横浜ベイブリッジの主桁は、橋軸直角方向から作用する水平力に対して上路箱桁と垂直材および下弦材を含む下路床桁からなる箱形ラーメン構造として機能するため¹⁾、下路床桁の下弦材の損傷は軸力だけでなく曲げモーメントの影響も大きい。曲げモーメントによって決まる耐荷力の場合、最大耐力付近では残留応力の影響はほとんど無視できることと、鋼製橋脚や鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験結果の再現解析では、初期条件として残留応力や初期不整を与えなくとも実験結果を追跡できることが報告されているので、ここでは残留応力と初期不整の影響を無視した^{15),16)}。

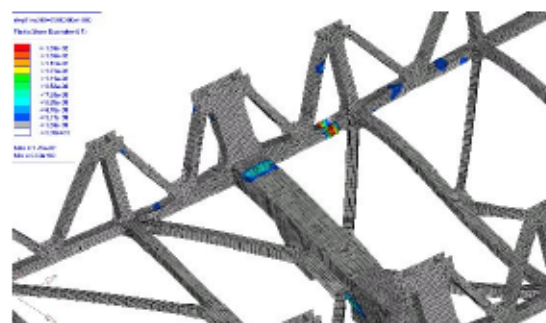
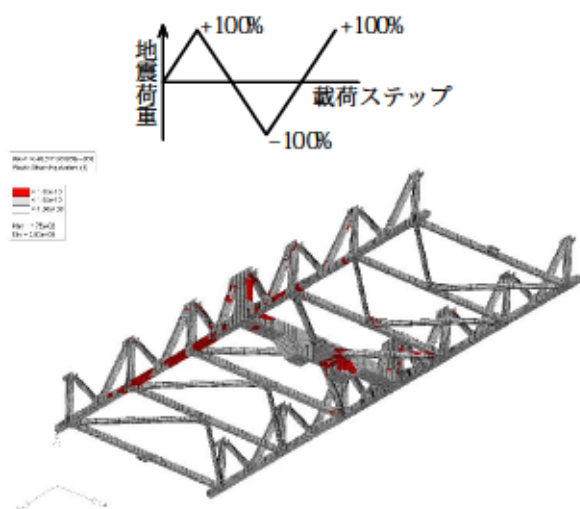
5. 4 3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析結果の評価

5. 4. 1 下路床桁に生じる損傷状況

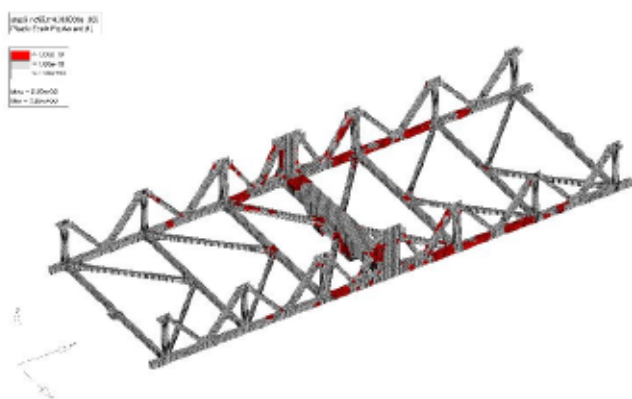
鋼製の下路床桁の解析モデルに対し、死荷重と地震の影響を照査荷重とし、死荷重が作用した状態を初期状態として、慣性力のみを漸増载荷した。地震の影響は、梁要素を用いた橋梁全体系の動的解析結果を用いた照査において、下路床桁に大きな損傷が生じると判定された橋軸直角方向を検討対象とした。横浜ベイブリッジの橋軸方向1次の固有周期は約8秒、橋軸直角方向1次の固有周期は約4秒となり¹⁾、橋軸方向と橋軸直角方向の地震応答に寄与する固有振動モードの固有周期が十分離れていることから、橋軸方向と橋軸直角方向の地震応答が同時に最大応答に達する可能性は少ないと判断して、損傷が大きいと予想される橋軸直角方向を検討対象とした。

3次元シェル要素を用いてプッシュオーバー解析で、荷重1を正→負→正側と正負交番载荷した際の変形図を図-5.14に示す。図-5.15は、3次元シェル要素によるプッシュオーバー解析で、荷重1を载荷したときの主塔位置の損傷状況を整理したものである。図の(1)は塑性化している部材、(2)は下弦材の相当塑性ひずみと変形の拡大図を整理したものである。図中、载荷ステップの100%は、慣性力分布を一方向から漸増载荷した際の最大荷重を100%とし、これに対する正負交番载荷荷重の比率である。

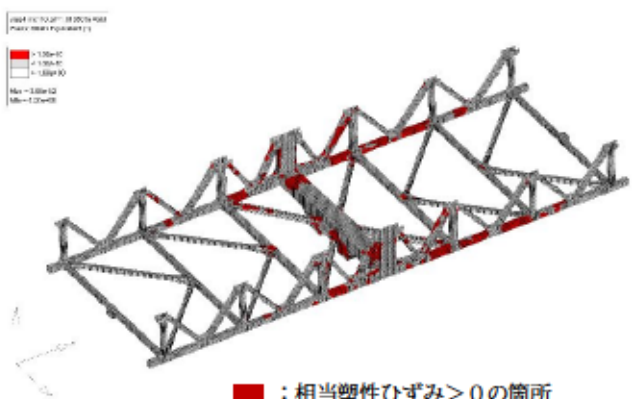
主塔位置直近の下弦材には大きな損傷は生じていないが、主塔位置から中央径間中央側に0.5パネルだけ進んだ位置にある斜材が接合するガセット付近の下弦材と垂直材を挟んだ次パネル位置の下弦材に大きな損傷が生じていることがわかる。損傷が生じたガセット付近の下弦材は、その断面寸法や板厚が急激に変化する変断面区間に相当し、このことがここに大きな損傷を生じさせた原因の1つと考えられる。



(a) 正側



(b) 正→負側



(c) 正→負→正側

(1) P2 主塔付近の塑性化状況

(2) P2 主塔付近の相当塑性ひずみと変形

図-5.15 下路床桁の主塔付近の損傷状況 (荷重 1 による正負交番载荷)

3次元シェル要素を用いてプッシュオーバー解析で、荷重2を正→負→正側と正負交番載荷した際の変形図を図-5.16に示す。図-5.17は、中央径間中央付近の下弦材の損傷に着目したものである。荷重2は、慣性力分布を一方向から漸増載荷した際の荷重を正負交番載荷時の最大荷重とすると数値計算が収束しなかったため、試行錯誤の結果、一方向から漸増載荷した際の最大荷重の85%であれば、正→負→正側と正負交番載荷を1サイクル行った後、解が得られるまで漸増載荷できることが確認できた。このため、正負交番載荷時の荷重を一方向から漸増載荷した際の最大荷重の85%とした。一方向だけに漸増載荷するよりも、正負交番載荷後に一方向に漸増載荷する方が、地震時の挙動に整合するので、このように載荷荷重を定めた。

図-5.16の変形図からもわかるように、変形が最も大きい中央径間中央付近の下弦材は、部材間の相対変形が小さいために大きな損傷は生じていないが、主塔側に0.5パネル移動した位置の下弦材から約3パネルの下弦材に大きな損傷が生じている。

図-5.15と図-5.17に示す塑性ひずみに着目すると、下弦材や垂直材および下路の床桁よりも相対的に断面性能や座屈に対する性能が低い斜材や横構に大きな塑性ひずみが生じていないことがわかる。前述したように、図-5.13に示す解析モデルでは、初期不整（初期たわみや残留応力）を無視している。そのため、下弦材や垂直材および下路の床桁に比べて初期不整の影響を受けやすい斜材や横構に生じる塑性化の度合いが小さく求められていると予想される。荷重1を載荷した場合の図-5.15に着目すると、斜材や横構本体に塑性化が生じていないが、下弦材と下路の床桁との接合部等（部材の端部）に塑性化が集中している。梁要素と異なり、接合部も可能な限り忠実にモデル化した結果、剛性が大きい箇所に損傷が集中したと考えられる。荷重2を載荷した場合の図-5.17に示す中央径間中央付近は、図-5.3の(2)の(b)と(c)に示すように最大変位が生じているところであり上路箱桁と垂直材および下弦材を含む下路床桁から成る箱形ラーメン構造に大きな変形が生じていないため、横構に負担がかかっておらず塑性化が生じていないと考えられる。

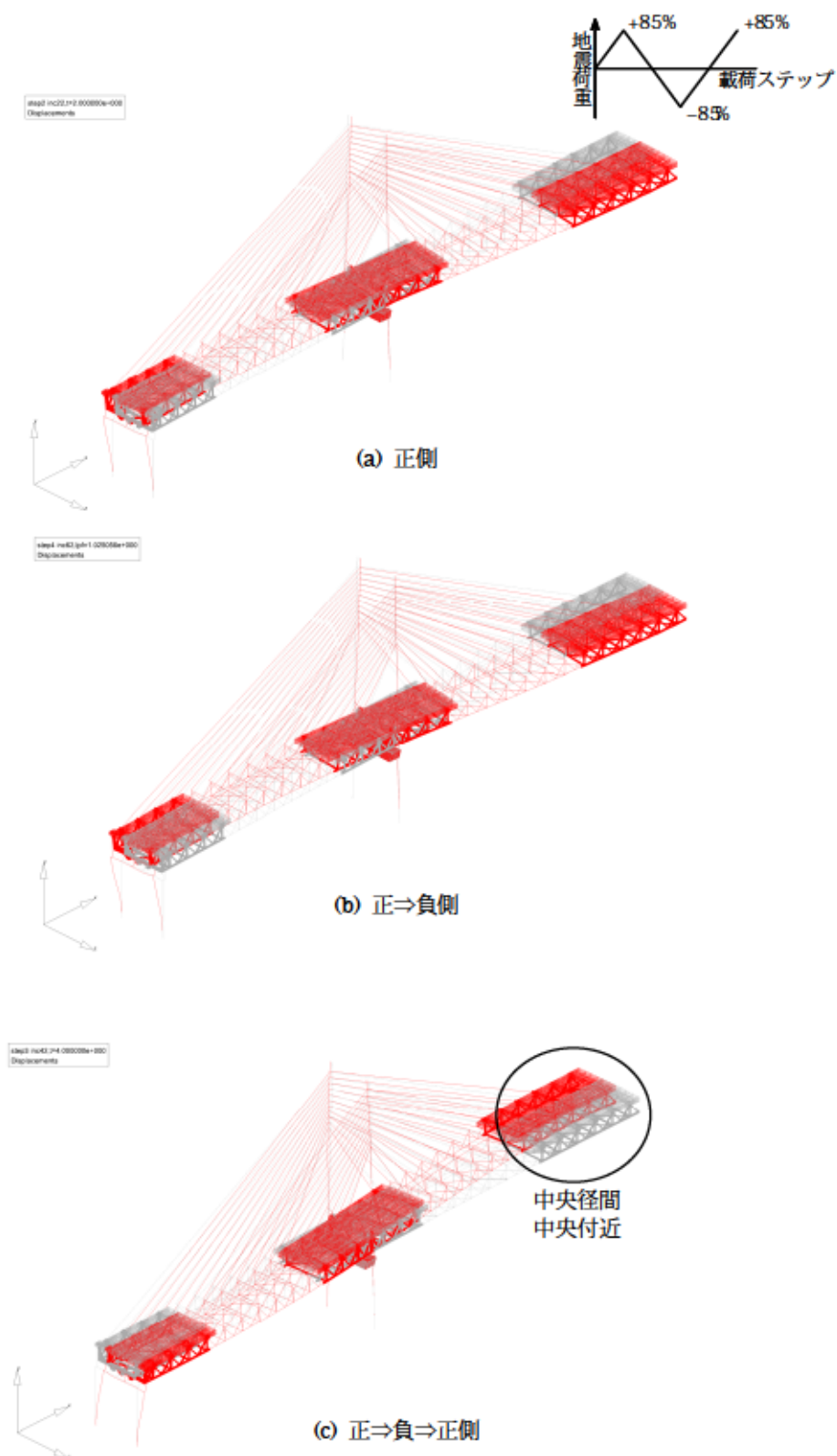
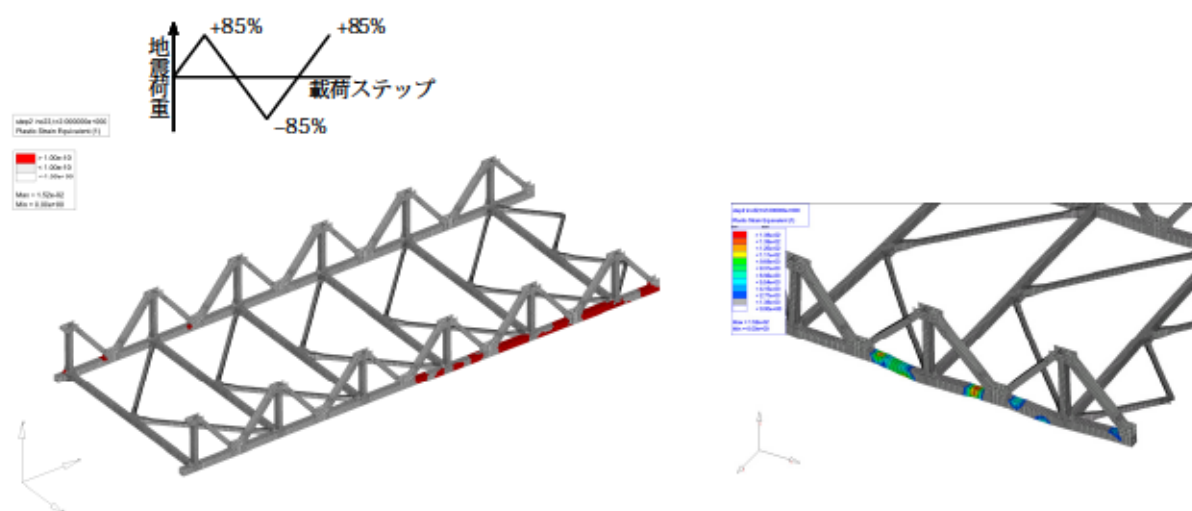
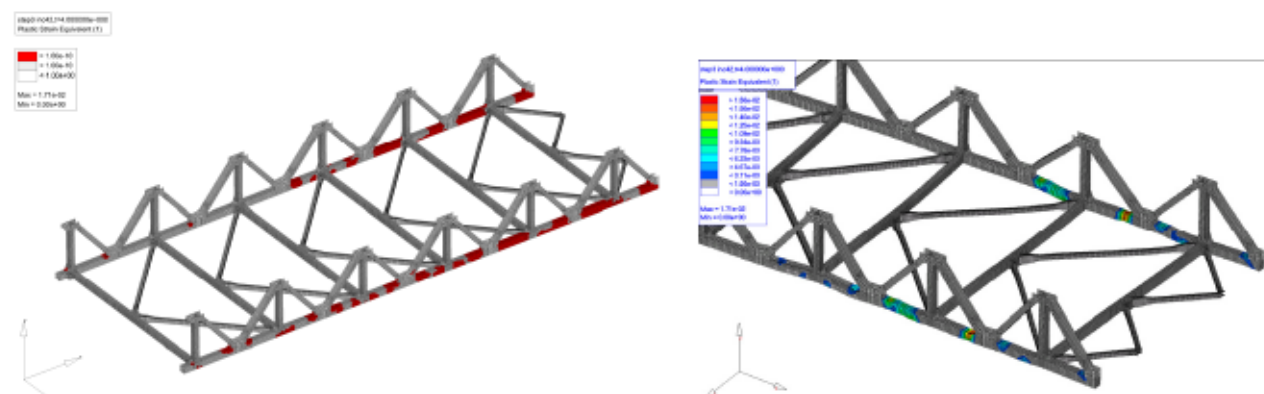


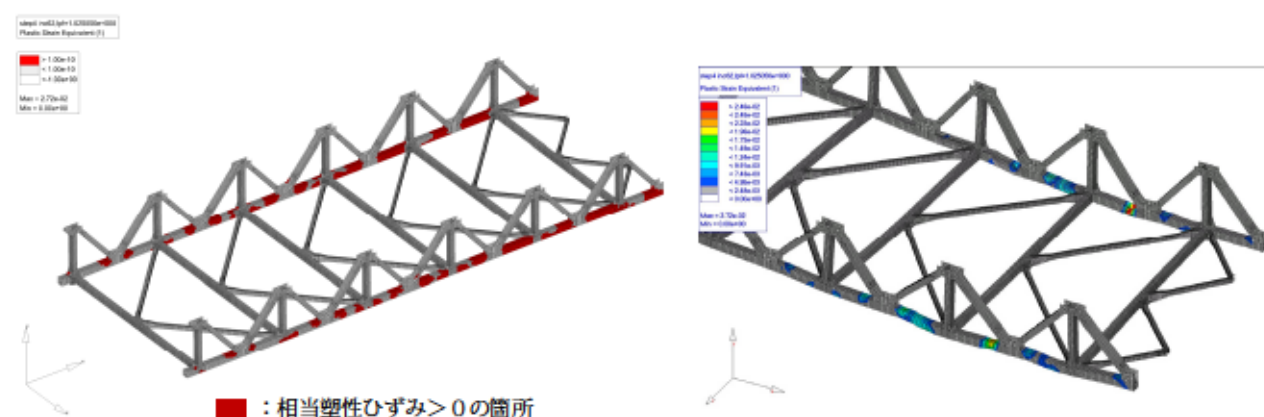
図-5.16 プッシュオーバー解析（荷重2による正負交番載荷）の変形図



(a) 正側



(b) 正⇒負側



(c) 正⇒負⇒正側

(1) 中央径間中央付近の塑性化状況

(2) 中央径間中央付近の相当塑性ひずみと変形

図-5.17 下路床桁の中央径間中央付近の損傷状況（荷重2による正負交番载荷）

5. 4. 2 塑性化した下弦材の損傷評価

レベル 2 地震動によって大きな損傷が生じる下弦材を対象にその溶接状況を整理した結果、部材を構成する母材の鋼材と同等以上の性能が確実に期待できる溶接が行われているのは、下弦材と垂直材が接合されるところだけであった。その他の範囲は、隅肉溶接や部分溶込み溶接が採用されている。

図-5.18 と図-5.19 は、荷重 1 と荷重 2 を正→負→正側と正負交番载荷したときの図-5.15(c)と図-5.17(c)に対応する下弦材の断面を構成する板の変形を示したものである。図に示すように、a 断面と c 断面および m 断面のように板に大きな面外変形が生じている部材と、b 断面と d 断面および n 断面のように板の面外方向変形が小さい部材がある。これは、プッシュオーバー解析で载荷した最大荷重（橋梁全体系の動的解析より得られた慣性力分布）のときの変形を示しているため、板の面外変形が大きくなる部材の反対側に位置する部材の板の面外変形は小さくなっている。地震時には、ここに示す板の面外方向の変形が大きくなる部材とその変形状況は、時々刻々と変化する。主塔付近と中央径間付近ともに、格点間の下弦材のフランジとウェブに、局部座屈によって面外方向の大きな変形が生じており、このような変形が生じる際には、角部に大きな力が作用すると考えられるため、隅肉溶接が採用されている溶接部に割れが生じる可能性がある。

主塔位置付近の下弦材は、常時の死荷重で降伏応力度の約 24%の圧縮軸力が作用するため、隅肉溶接が採用されている区間の内、局部座屈によって板に変形が生じると予想される部分は、角継手の溶接部に割れが生じた場合にも、部材としての耐力が急激に低下するという事態を回避できるような予防対策を施しておくため角部の補強を行う。また、主塔位置付近の下弦材は、変断面区間であり、地震によって損傷した場合に、その復旧作業が一般的な等断面区間に比較して難しくなるため、当て板補強を行うことにした。部材としての耐力が確保できるよう主塔位置付近と同じ様に角部の補強を行う。

中央径間中央付近の下弦材には常時の死荷重で降伏応力度の約 47%の引張軸力が作用しているため、角継手の溶接部に割れが生じた場合にも、部材としての耐力が急激に低下する可能性は低い。しかし、角継手の隅肉溶接部に割れが生じた場合、その地震時の挙動は不明であるため、部材としての耐力が確保できるよう主塔位置付近と同じ様に角部の補強を行うことにした。

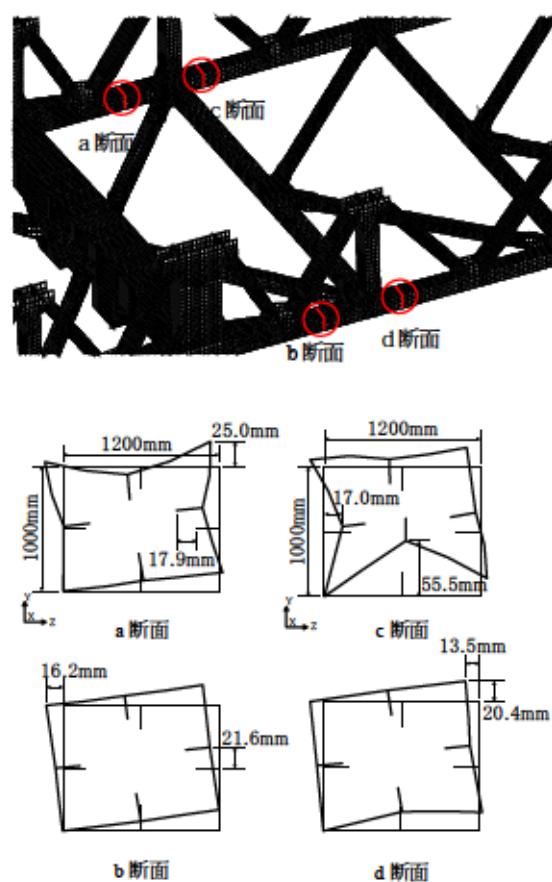


図-5.18 下路床桁の主塔付近の下弦材の損傷状況：荷重1を正負交番載荷（正→負→正側）

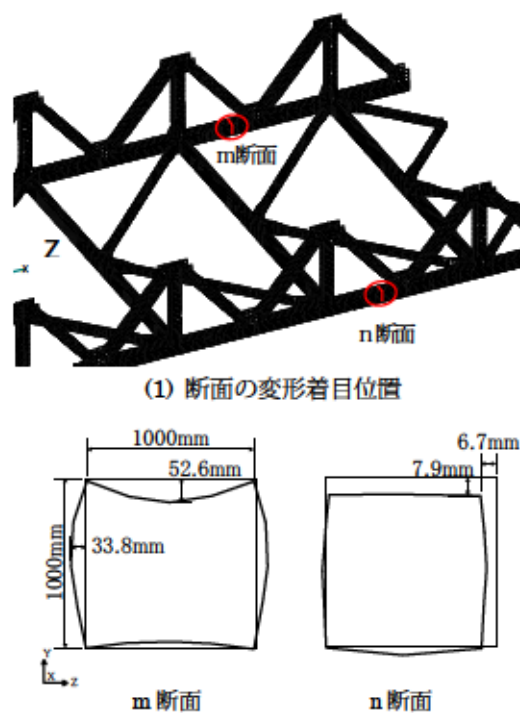


図-5.19 下路床桁の中央径間中央付近の下弦材の損傷状況：荷重2を正負交番載荷（正→負→正側）

5. 4. 3 下弦材の耐震性向上構造

図-5.20 は、下路床桁の下弦材の耐震性向上構造を示したものである。図-5.18 と図-5.19 に示した損傷が大きい箇所の溶接部の角割れ対策として、L 型に製作したプレートを下弦材の角部に取り付けて補強を行うことにした。

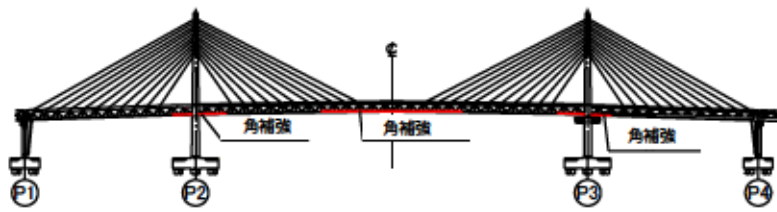
レベル 2 地震動に対する耐震補強設計では、建設時の設計で想定された範囲を超える地震荷重を対象としているため、当時の設計基準における溶接サイズを満足していても、下弦材の断面を構成する板に大きな面外変形が生じる可能性がある限り、この板の変形が生じる際に、角部の隅肉溶接部に割れが生じる可能性もあると考えた。

この下弦材の角部の補強は、角継手の溶接部に割れが生じた場合にも、部材としての耐力が急激に低下するという事態を回避できるような予防対策を施しておくというのが補強設計の考え方であり、角継手の溶接部の割れを防ぐための対策ではない³⁾。

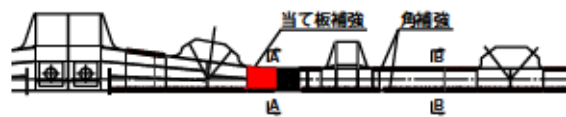
また、図-5.20 の(2)と(3)に示すように、横浜ベイブリッジの主塔付近の下弦材は、変断面区間であり、地震によって損傷した場合に、その復旧作業が一般的な等断面区間に比較して難しくなるため、当て板補強を行うことで、損傷を隣の等断面区間の下弦材に移行させた。当て板補強(A-A)を行う変断面区間は、当て板を行うことによって損傷の発生を防ぐことができるため角補強は不要となるが、安全性を高めるという観点から施工がさほど難しい下側角部にのみ角補強を施すことにした。

角補強構造の設計は、図-5.21 に示すように、下弦材の平面フレームモデルに、板の面外変形を強制変位として与え、角部が割れた場合でも、角補強材とワンサイドボルトに生じる応力度が、降伏点応力度以下となるように、その諸元を決定した。ワンサイドボルトは、てこ反力の影響を考慮し、引張ボルトとして設計した。M24 を採用し、その導入軸力は、177kN（メーカー規格値）とした。そのボルト間隔は、道路橋示方書Ⅱ橋編に示されているように、密着が悪いと腐食の原因にもなることから、これらを考慮してボルトの最大中心間隔を決めなければならないという観点から、道路橋示方書に規定されている最大中心間隔以下とした。

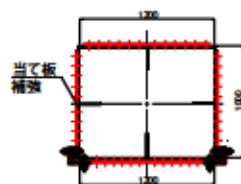
鋼箱形断面の溶接部の角割れを対象としたワンサイドボルトによる角補強の有効性に関しては、鋼逆ランガー橋のアーチリブの角部を対象とした実証的な研究報告がある^{18)~20)}。その研究において、角補強材を取り付けるためのワンサイドボルト本数の違いが、断面角部の形状保持効果に及ぼす影響は小さいことが示されている。この実証試験結果を参考に、片側 1 列のワンサイドボルトによる角補強としたが、解析的な検



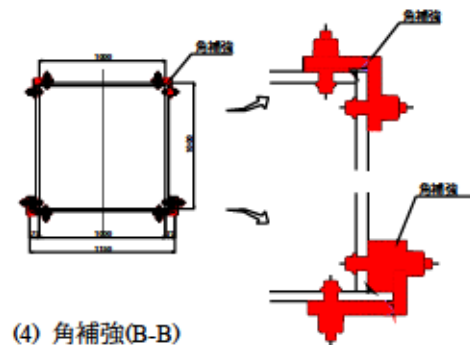
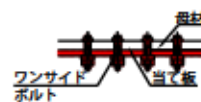
(1) 補強位置



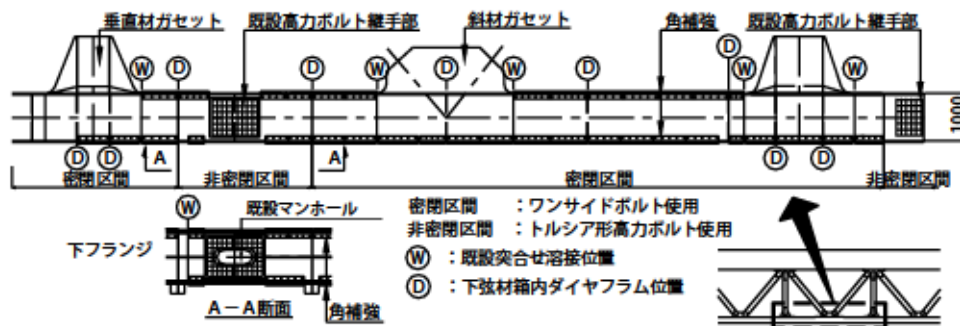
(2) 主塔位置下弦材変断面区間における補強構造



(3) 当て板補強(A-A)



(4) 角補強(B-B)



(5) 下弦材の角補強構造詳細

図-5.20 下路床桁の下弦材の耐震性向上構造

討によって、その角補強構造の補強効果の確認を行うこととした。

補強効果の確認は、座屈に対して最も強度が低い、中央径間中央付近の無補剛断面の下弦材を対象とした。図-5.22の(1)に示すように、垂直材間の1格点間約15mの下弦材を3次元シェル要素で忠実にモデル化し、軸方向に強制変位を与えて、耐荷力解析を行った。解析モデルには、前述のプッシュオーバー解析で確認された下弦材の局部座屈による板の大きな面外変形が生じるように、初期不整を与えた。耐荷力解析のケースは、①角部のフランジとウェブを結合した健全モデル、②局部座屈によって板の大きな面外変形が生じる部分の角部のみフランジとウェブの結合をフリーとした角割れモデル、および②の角割れモデルに対して、③角部をワンサイドボルトと角補強材で補強した角補強モデルの3種類で行った。

図-5.22の(2)に示すように、ワンサイドボルトの軸方向剛性は、既往の研究を参考に^{21)~23)}、ばね要素でモデル化している。軸方向剛性は、軸平行部とねじ部からなる直列システムとして評価したボルトばね²³⁾と、ボルトに導入される初期軸力によって、板に生じる圧縮力の分布を考慮して求めた等価な円筒断面積に相当する板ばね^{24)~27)}からなる並列システムとして評価した。また、ワンサイドボルトの引張試験結果を参考に、導入軸力を超える軸力が生じた場合には、その軸方向剛性が変化するようにしたが、初期導入軸力を超えたボルトはなかった。

載荷荷重は、一方向載荷と正負交番載荷とした。後者は、載荷橋梁全体系の動的解析により得られた当該の下弦材に生じる軸力を正負に数回載荷した後、数値解析上、解が収束しなくなるまで、一方向に漸増載荷した。解析の結果を図-5.23、図-5.24にそれぞれ示す。②角割れモデルは、他のモデルに対して耐力が大きく低下するのに対して、③角補強モデルは、①健全モデルとほぼ同様な荷重-変位関係が得られた。これにより、下弦材のワンサイドボルトによる角補強構造については、局部座屈によって板の面外変形が生じる際に危惧される角割れに対して、フェイルセーフの機能が確保できると判断した。

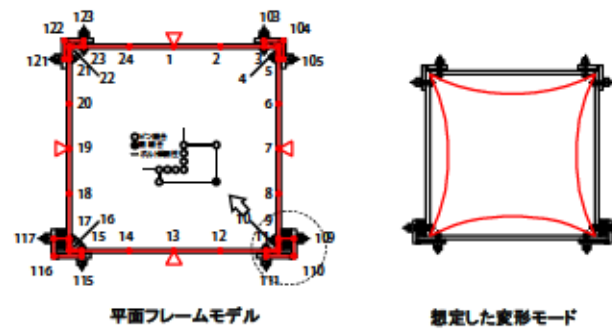
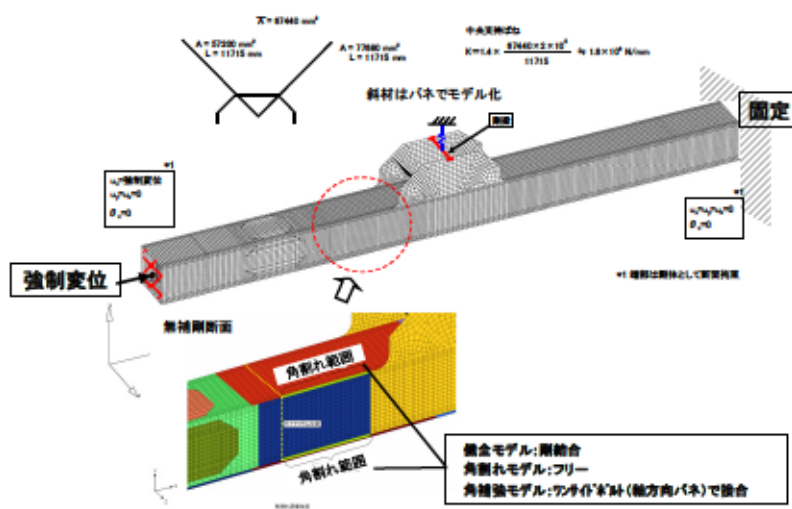
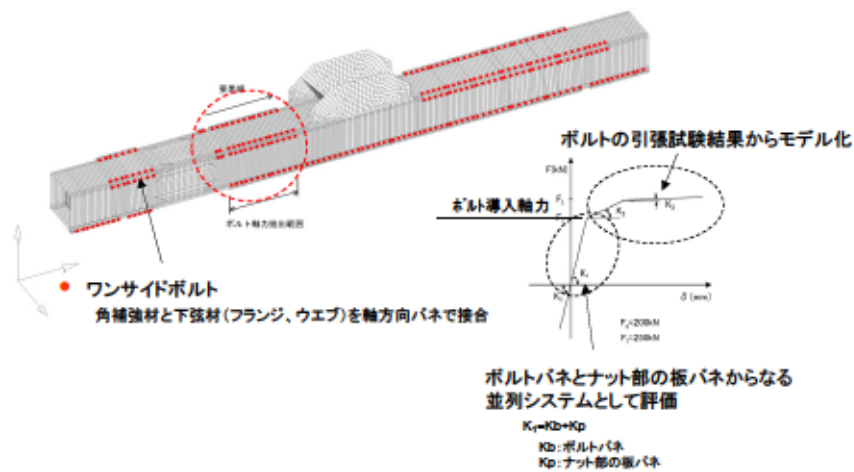


図-5.21 下路床桁の下弦材角補強の設計モデル



(1) 下弦材のモデル化



(2) ワンサイドボルトのモデル化

図-5.22 下路床桁の下弦材の耐荷力解析モデル

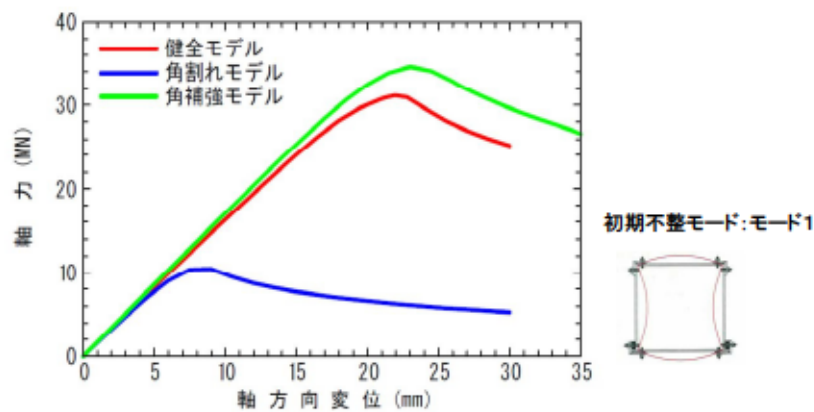


図-5.23 下路床桁の下弦材の耐荷力解析結果（一方向載荷）

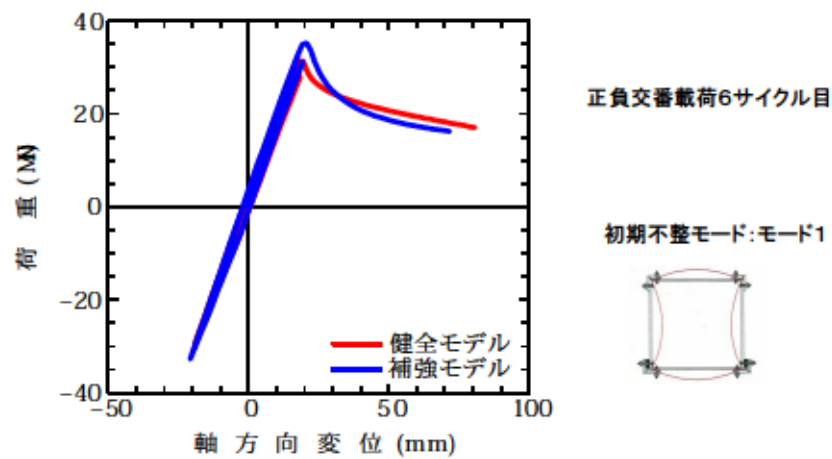


図-5.24 下路床桁の下弦材の耐荷力解析結果（正負交番載荷）

5. 4. 4 補強に伴う損傷箇所の転移の確認

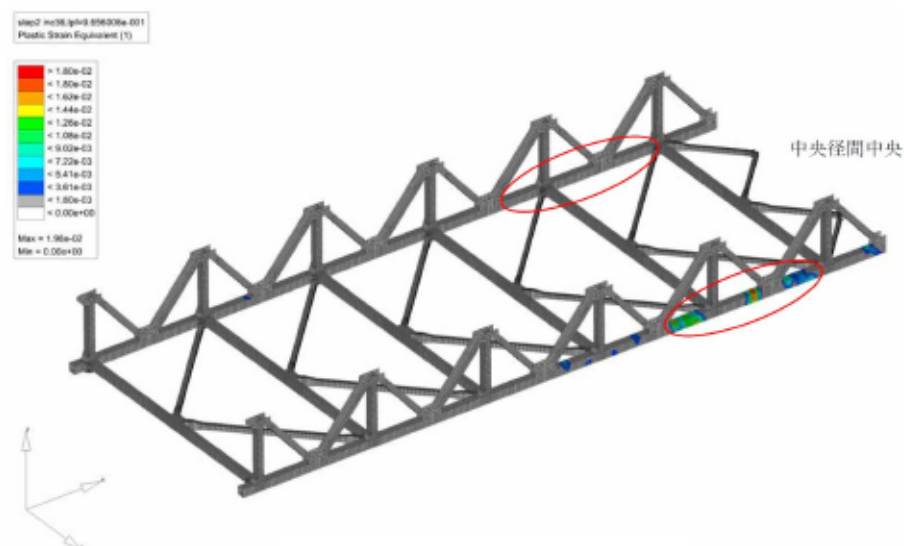
当て板補強のような耐力を増加させる補強は、損傷箇所が他に転移する可能性があり、とくに床桁のように複数の細長い部材が 1 点で結合されるような場合には、その傾向が顕著となる。ここでは、中央径間中央の下弦材に当て板補強を行った場合に、損傷がどのように変化するかを図-5.13 の解析モデルを用いて確認する。

図-5.25 は、図-5.13 のプッシュオーバー解析モデルで、当て板補強を検討した範囲と当て板のモデル化を示したものである。補強板は、既設下弦材の板中心からオフセット量を指定して、2 重要素としてモデル化した。

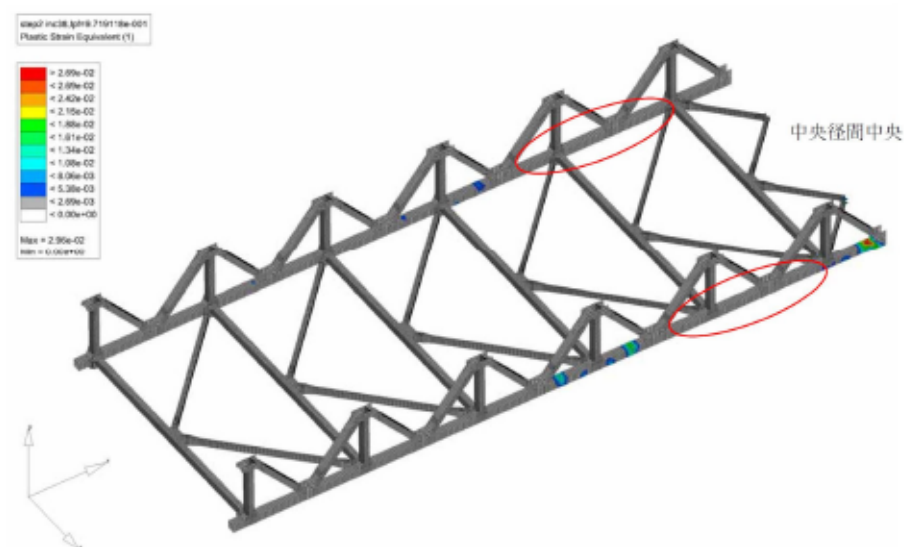
図-5.26 は主塔付近、図-5.27 は中央径間中央付近の下弦材で、当て板補強なし・ありの場合のミーゼスの相当応力と相当塑性ひずみの変化をみるために示す。この荷重は図-5.15 と図-5.17 と同様である。図-5.26 より、主塔付近の変断面区間では、補強板を当てた位置の損傷が軽減され、同じ部材の補強板を当てていない箇所と隣の等断面区間の部材の損傷が大きくなっている。既往のトラス構造の格点部を対象とした耐荷力実験^{28),29)}では、ガセットプレートの座屈によって耐力低下が生じていることが報告されているが、図より、補強板を当てていない箇所の下弦材の損傷は、板厚が厚くなっているガセット端部の手前で止まっていることがわかる。

図-5.26 と図-5.27 より、ガセット端部は、当て板補強のなしとありで、相当応力が大きく変化していないことと、当て板補強を行った場合に、新たにガセット端部に相当塑性ひずみが発生していないことから、横浜ベイブリッジの下弦材では、当て板補強がガセット端部に与える影響はほとんどないと考えられる。

なお、中央径間中央付近の下弦材に当て板補強を行った場合には、図-5.28 に示すように隣接する部材に損傷が移行している。損傷の転移の連鎖は生じなかったが、常時状態で圧縮部材に損傷が移行することのないように、中央径間中央付近に当て板補強は行わないことにした。



(1) 補強前



(2) 当て板補強した場合

図-5.28 中央径間中央付近の当て板補強を行った場合の相当塑性ひずみ

5. 4. 5 地震後の下路床桁の輸送機能の確認と桁端部の補強構造

(1) 解析方法と評価方法

レベル2地震動タイプⅡが横浜ベイブリッジの橋軸直角方向に作用すると、下路床桁の端部橋脚位置と主塔位置および中央径間中央に損傷が生じることがわかった。ここでは、図-5.15や図-5.17に示すような損傷が生じた下路床桁が、地震後の輸送機能を確保できるかを確認するために、図-5.29に示す流れで活荷重に対するプッシュオーバー解析を行った。荷重の載荷方法は、地震荷重に対する正負交番載荷を行った後、荷重を除荷し、引き続き活荷重を鉛直方向に漸増載荷する。対象は、主塔位置下弦材の変断面区間に当て板補強をした図-5.13の解析モデルである。

ここで用いた解析モデルは、主塔位置の下弦材の変断面区間に当て板補強をしている。下弦材の溶接状況は考慮されていないが、前述したように、大きな損傷が生じる

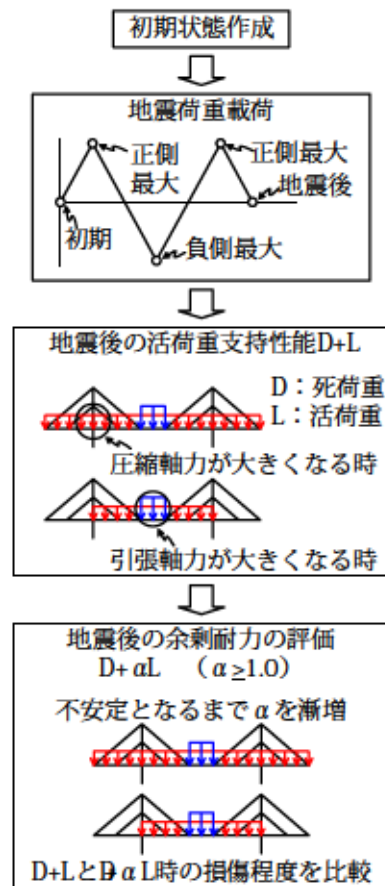


図-5.29 レベル2地震動で損傷した下路床桁の輸送機能の評価方法

と予想される下弦材に対しては、溶接部の角割れ対策（図-5.20 参照）を行うため、解析モデルと実際の構造ディテールの整合は図られている。

活荷重は、上路箱桁を走行する首都高速道路と下路床桁を走行する一般国道に現行の道路橋示方書に規定される設計活荷重を載荷する。活荷重の載荷位置は、死荷重＋活荷重で下弦材に生じる軸力が圧縮となる主塔位置では、圧縮軸力が大きくなるように影響線載荷によって定めた。死荷重＋活荷重で下弦材に生じる軸力が引張となる中央径間中央では、引張軸力が大きくなるように同様に定めた。

このように定めた活荷重 L を漸増載荷し、地震によって下弦材が損傷しても、活荷重倍率が $\alpha > 1.0$ より大きな活荷重に対して、構造系としての耐力の低下や大きな鉛直方向変位と下弦材を構成する板の変形は急激な増加を示すことがなく、横桁の損傷による大きな段差も生じなければ、地震後の輸送機能を確保できると判断する。

本検討では、活荷重による衝撃は考慮していないが、現行の道路橋示方書に規定される設計活荷重の 3 倍程度の活荷重に耐えられるのならば、衝撃を考慮した設計活荷重にも耐えられるとみなすことができる。Vesna Terzic と Bozidar Stojadinovic は、同様な観点で、カリフォルニア州における橋梁（橋脚）の地震後の輸送機能を評価するために、橋脚に生じた残留変形量と、その橋脚が設計活荷重 HS20-44 truck の何倍の活荷重を支持できるかの検討を行っている³⁰⁾。橋脚に生じる残留変形量によって支持できる活荷重の大きさは変わっているが、多くのケースで HS20-44 truck の 3 倍よりも大きな荷重を支持できることが報告されている³⁰⁾。

(2) 地震後の下路床桁の輸送機能の評価

図-5.30 は、中央径間中央の下弦材に生じる引張軸力が大きくなるように活荷重を漸増載荷した場合に、大きな損傷が生じる下弦材に着目して、その板の変形状態を示したものである。死荷重と活荷重によって引張軸力が生じる中央径間中央の下弦材は、レベル 2 地震動タイプ II によって生じた圧縮軸力で損傷した部材の変形が、活荷重の増加とともに引き戻されることになる。活荷重 $D + \alpha L$ の大きさは、 $\alpha = 3$ を超えたところから a-a 断面の板の変形の方が逆方向に反転していることがわかる。

5.4.3 で示した下弦材の溶接部の角割れ対策を施すことで、下路床桁は、レベル 2 地震動が作用した後、設計活荷重が載荷されたとしても $\alpha \leq 3$ の活荷重に耐えられることがわかる。

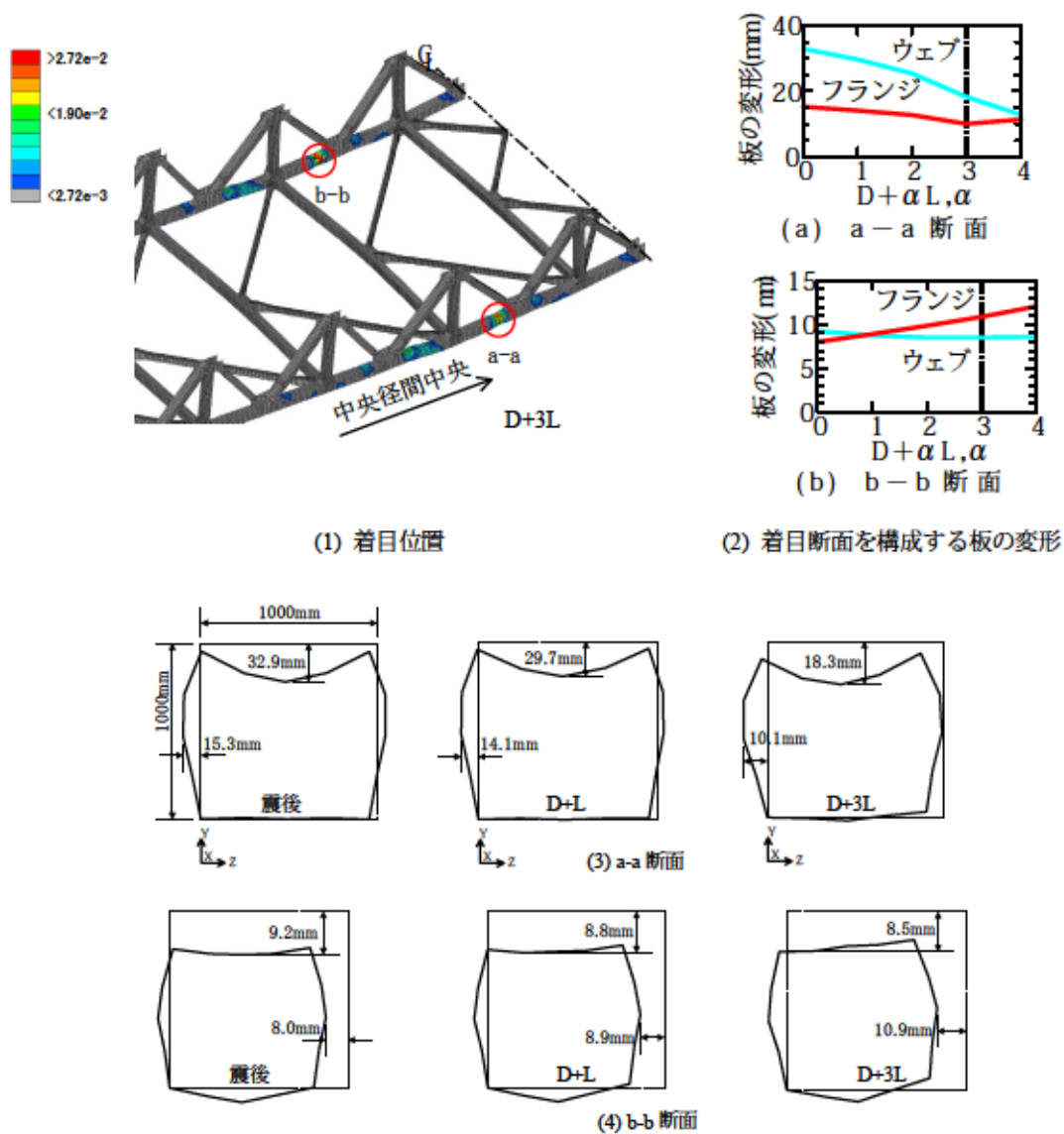


図-5.30 下路床桁の震後の輸送機能の評価（中央径間中央付近着目）

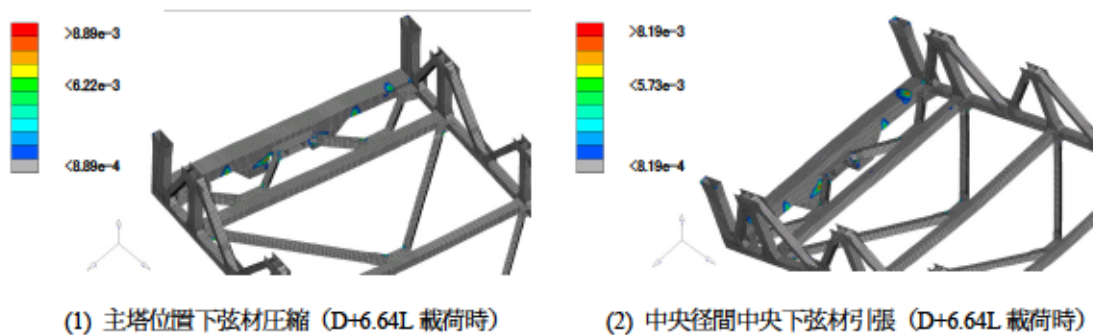


図-5.31 地震による残留変形を考慮した震後の輸送機能の評価（P1 橋脚側の桁端部付近着目）

図-5.31 は、桁端部付近の下弦材における相当塑性ひずみと変形状態を示したものである。隣接橋との架け違い部となる桁端部位置では、横桁にわずかに損傷が生じているが、下路床桁の鋼床版の支承を直接支持している上フランジに損傷がほとんど生じておらず、その損傷は主塔位置や中央径間中央に比較して小さいことがわかる。このため、下路床桁に生じた損傷が原因となり、本橋と隣接橋の間で大きな段差等が生じ、橋としての輸送機能が確保できなくなるような事態には至らないと考えられる。

3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの桁端部は、4.3.1 に示したとおり、橋軸直角方向の変位を拘束するウィンドタングに大きな変形が生じると、エンドリンクが面外方向に変形しピンが脱落し、負反力が開放されて主桁端部が跳ね上がると予想される。そのため、図-5.32 に示すように、エンドリンクが機能を失った後、アップリフト防止ケーブルが機能して、桁端部の路面の上昇量が 50mm 以内になるように制御した³¹⁾。隣接橋側の段差防止構造の上下隙間量を 50mm とすることで、アップリフト防止ケーブルが機能したときのケーブルの伸び量 36mm を考慮しても、地震後の本橋と隣接橋の相対的な路面段差量は、道路橋示方書 V 耐震設計編において、地

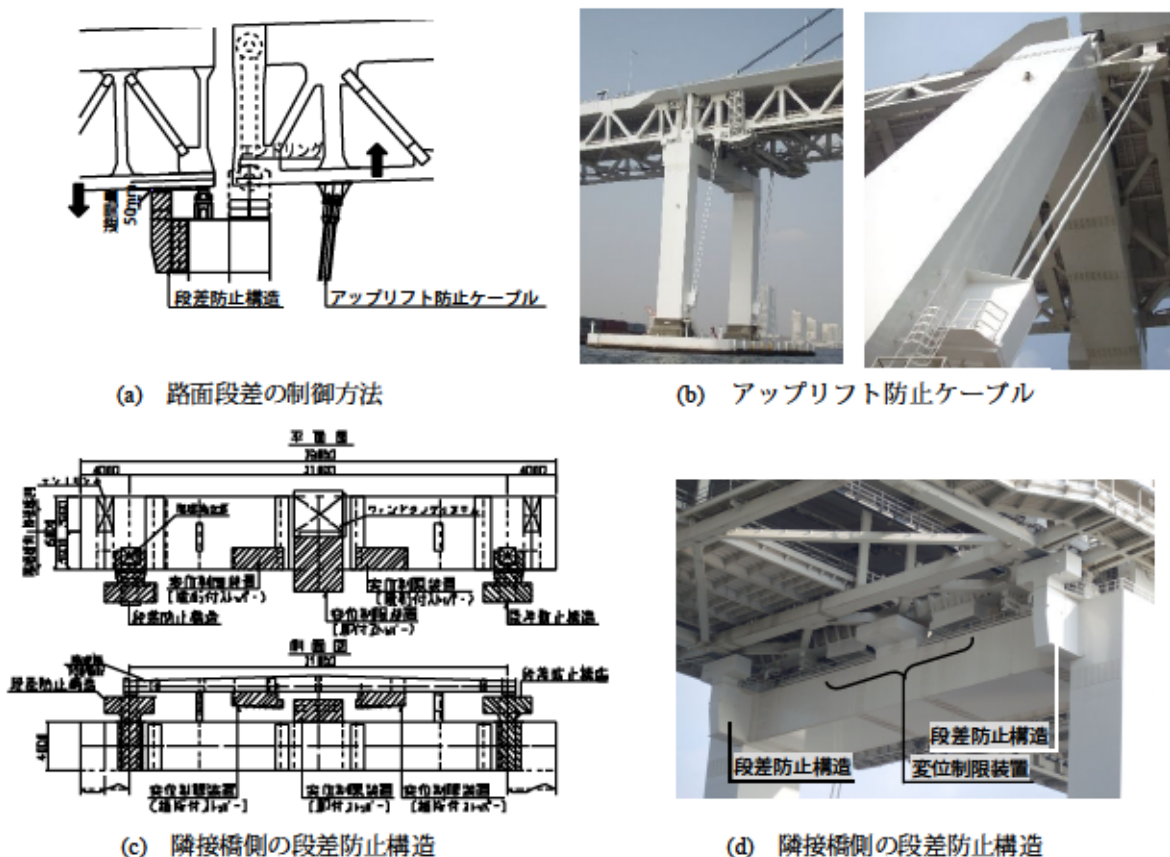


図-5.32 3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の桁端部の補強構造³¹⁾

5. 4. 6 大規模地震時における鋼上部構造の耐震性能照査手法に基づく性能評価

大規模地震時の動的解析結果において、下路床桁の下弦材に塑性変形が生じると予想された3径間連続鋼補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁を対象に、第2章の2.4(4)に示した耐震性能照査手法の性能照査のステップについて、2.5(5)の対策方法立案に至るまで、具体的に検証した。2.2の表-2.1で設定した長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の大規模地震時の限界状態に対して、3径間連続鋼補剛トラス斜張橋の主桁の耐震補強設計における耐震性能評価のまとめを表-5.1に示す。

具体的には、次のようにして鋼上部構造の耐震性向上対策を行うことによって、目標とする耐震性能に対し、安全性、供用性、修復性の観点から設定した限界状態が満足できると結論付けた²³⁾。

- 1) 主塔位置付近の下弦材は、常時の死荷重で降伏応力度の約24%の圧縮軸力が作用するため、隅肉溶接が採用されている区間の内、局部座屈によって板に変形が生じると予想される部分は、角継手の溶接部に割れが生じた場合にも、部材の耐力が急激に低下するという事態を回避できるような予防対策として角部の補強を施す。
- 2) 主塔位置付近の下弦材の変断面区間は、地震後の復旧を容易にするため当て板補強によってこの部分の損傷を回避する。当て板補強によって隣接する区間の等断面を有する下弦材に生じる損傷が大きくなるが、この部分の復旧は変断面区間よりも容易であり、地震後も設計活荷重を確実に支持できることが確認されている。このため、変断面区間を当て板補強することによって、隣接する等断面区間に生じる損傷は復旧工事で修復することとし、その損傷は許容した。
- 3) 中央径間中央付近の下弦材は隅肉溶接が採用されており、レベル2地震動によって下弦材を構成する板に大きな変形が生じると溶接部の割れが生じることが懸念される。角継手の隅肉溶接部に割れが生じた場合、その地震時の挙動は不明であるため、部材としての耐力が確保できるよう主塔位置付近と同じ様に角部の補強を施す。
- 4) 下路床桁の主塔位置下弦材の変断面区間に当て板補強をした解析モデルで、地震荷重に対する正負交番載荷を行った後、荷重を除荷し、引き続き活荷重を鉛直方向に漸増載するプッシュオーバー解析で地震後の輸送機能を確認した。下弦材の溶接部の角割れ対策を行えば、横浜ベイブリッジの下路床桁は、現行の道路橋示方書に規定される設計活荷重の3倍程度の活荷重に耐えられる。

表-5.1 3 径間連続鋼補剛トラス斜張橋の主桁の耐震補強設計における耐震性能評価のまとめ

	大規模地震時の限界状態	性能評価
安全性	<p>①鋼上部構造の最大応答が最大耐力以下。</p> <p>②局部座屈の影響による断面の破壊が生じない状態。</p>	<p>①上路箱桁は弾性範囲にとどまる。下層の下路床桁の部材は塑性化するが、最大応答は最大耐力以下。</p> <p>②下弦材の座屈損傷により角部隅肉溶接部の割れが生じる可能性があるため、断面の破壊による急激な耐力低下を防ぐ予防対策を施す。</p>
供用性	<p>①路面の沈下量 100mm 程度以下，合成勾配 10%以下。</p> <p>②地震後の活荷重載荷に耐えられる状態。</p>	<p>①桁端部の補強構造（アップリフト防止，段差防止）により，地震後短時間で段差補修可能。</p> <p>②下弦材の角補強により，地震後も一般交通は速度制限等を行い走行可能。</p>
修復性	<p>①地震後の供用下において，部材の取り換えまたは補修が可能な状態。</p>	<p>①修復の困難な下弦材の変断面の損傷は当て板補強。上路箱桁が弾性範囲のため，他の下弦材の損傷は地震後に取り換え。</p>

- 5) 桁端部の補強構造のアップリフト防止ケーブル，および隣接橋の段差防止構造で耐震性向上をはかることによって，応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし，一般交通も走行速度制限等を行うことにより，恒久的な補修を行いながらの走行を可能とした。

5. 5 まとめ

本章では、動的解析の結果から損傷評価が難しい長大吊形式橋梁の主桁について、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と鋼上部構造を3次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱い、非線形解析で大規模地震時の塑性化した鋼上部構造部材の耐震性能を評価する性能照査手法によって、有効に性能評価の結論を導くことができることを示した。

プッシュオーバー解析に用いる地震荷重は、第3章で再現性を検討した動的解析より得られる地震応答と慣性力分布を考慮しながら、着目する部材に大きな影響を与える着目量が最大となる時刻における慣性力分布を正負交番載荷して、実橋の地震時挙動を精度良く一連で再現した。動的解析結果との整合性を確認した慣性力分布を用いてプッシュオーバー解析を行い、損傷が生じると予想された部材を構成する板の変形状態を求めて、その損傷形態と損傷程度を推定した。

下層の鋼製下路床桁の下弦材は、その溶接状況と地震後の復旧作業を考慮した対策箇所、および角補強と当て板の耐震性向上構造を提示し、これと桁端部の補強構造のアップリフト防止ケーブル、および隣接橋の段差防止構造で耐震性向上対策を施した主桁は、地震後の目標とする耐震性能が確保できると結論付けた²⁾。

第5章の参考文献

- 1) 財団法人首都高速道路技術センター：横浜港横断橋の設計施工に関する調査研究（昭和60年度）報告書，pp.3-122, 1986.
- 2) 山本泰幹，半野久光，藤野陽三，矢部正明：横浜ペイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査，土木学会論文集 A，Vol.66, No.1, pp.13-20, 2010.1.
- 3) 山本泰幹，半野久光，藤野陽三，矢部正明：「横浜ペイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査」への討議・回答，土木学会論文集 A1，Vol.67, No.1, pp.207-212, 2011.3.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料－PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－，1998.
- 5) 渡辺陽太，浅井貴幸，丸山純一，松下裕明，榎本修二：関越自動車道 片品川橋上部工耐震補強工事の設計，橋梁と基礎，Vol.50, No.11, pp.11-16, 2016.11.
- 6) 西谷雅弘，河藤千尋：瀬戸大橋吊橋（下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋）の耐震性能照査、補強設計：本四技報，Vol.41, No.128, pp.10-17, 2017.3.
- 7) 遠藤和男：大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究，大阪大学学位論文，2007.7.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，2012
- 9) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47, pp.91-109, 1999.
- 10) Shen, C. and Yabe, M.: A Proposal for Seismic Performance Evaluation of Steel Cable-Stayed Bridge, *LABSE Conference Sequel 2001*, Cable-Supported Bridges - Challenging Technical Limits, 2001.
- 11) 松森泰造，小谷俊介，塩原等，壁谷澤寿海：鉄筋コンクリート造建物の地震時最大応答の推定方法－漸増載荷解析による最大応答の分布の評価方法－，日本建築学会構造系論文集，第 576 号，pp.119-123, 2004.
- 12) 森保宏，山中貴司：鋼構造骨組の簡易最大変位応答評価法－等価 1 質点系モデルの復元力特性と Pushover 解析における外力分布形状－，日本建築学会構造系論文集，第 597 号，pp.127-133, 2005.
- 13) 河藤千尋，運上茂樹：長大吊橋主塔の地震時限界状態に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.49A, pp.581-590, 2003.
- 14) 遠藤和男，河藤千尋，運上茂樹：長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的検討，土木学会地震工学論文集(CD-ROM)，Vol.27, 2003.
- 15) Yabe, M. and Shen, C. and Yamasaki, Y.: Assessment of the Seismic Performance of the Strong Bridge, *International Conference on Bridge Engineering – Challenges in the 21st Century*

(CD-ROM), 2006.

- 16) 高久達将, 山本学, 安藤紘三, 松田宏, 川井豊: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, pp.138-141, 1996.
- 17) 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235-244, 1999.
- 18) 吉津宏夫, 藤井恒二郎: 鋼逆ランガー橋の補強設計—25号名阪米谷橋(上り)橋梁補修工事—, 土木技術, Vol.59, No.7, pp.55-62, 2004.
- 19) Kitada,T., Matsui,S. Yamada,T., Kijitani,M.: Repair/Strengthening of Damage and Retrofitting of Existing Steel Bridge in Japan Using a Deck-Type Steel Langer Girder Bridge with Span Length of 112m as an Example, 6th Japanese-German Joint Symposium on Steel and Composite Bridges, 2005.
- 20) 松村政秀, 北田俊行, 吉津宏夫, 木地谷充良, 村本和之: ワンサイドボルトによる矩形鋼製断面柱の角補強効果に関する実験的研究, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.207-211, 2006.
- 21) 藤谷健二, 渡邊英一, 杉浦邦征, 山口隆司, 葛西俊一郎: ねじ部を考慮した高力ボルトの有効応力—ひずみ関係に関する考察, 鋼構造年次論文報告集, 第3巻, pp.281-288, 1995.
- 22) 鈴木康夫, 山口隆司, 北田俊行: 高力ボルトL型引張継手の終局強度と継手面接触力の変化特性に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.780, I-70, pp.87-96, 2005.1.
- 23) 下里哲弘, 木ノ本剛, 三木千壽: 打込式高力ボルト支圧接合継手の耐荷力性状とFEM解析モデルの提案, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.167-178, 2008.4.
- 24) 藤本盛久, 橋本篤秀: 高力ボルト引張り接合に関する研究, 第1部板のパネ常数設定の為の軸対称三次元弾性理論解析(その1), 日本建築学会論文報告集, 第164号, pp.27-33, 1969.
- 25) 藤本盛久, 橋本篤秀: 高力ボルト引張り接合に関する研究, 第1部板のパネ常数設定の為の軸対称三次元弾性理論解析(その2), 日本建築学会論文報告集, 第165号, pp.67-76, 1969.
- 26) 藤本盛久, 橋本篤秀: 高力ボルト引張り接合に関する研究, 第2部 Split-Tee 型引張り接合の解析(その1), 日本建築学会論文報告集, 第190号, pp.59-67, 1971.
- 27) 藤本盛久, 橋本篤秀: 高力ボルト引張り接合に関する研究, 第2部 Split-Tee 型引張り接合の解析(その2), 日本建築学会論文報告集, 第191号, pp.7-18, 1972.
- 28) 松久茂, 山本一之, 奥村敏恵: トラス格点部の耐荷力実験(I), 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.31, pp.297-298, 1976.
- 29) 松久茂, 山本一之, 奥村敏恵: トラス格点部の耐荷力実験(II), 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.33, pp.631-632, 1978.

- 30) Terzic, V. and Stojadinovic, B.: Post-Earthquake Traffic Capacity of Modern Bridges in California, PEER Report 2010/103, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, 2010.
- 31) 青木敬幸, 山本泰幹, 神木剛, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 横浜ベイブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.5-12, 2008.
- 32) 日本道路協会: 道路構造令の解説と運用, 2015.

第6章 結論

本研究における長大吊形式橋梁のレベル2地震動に対する耐震性能は、損傷箇所とその状態によって恒久的な補修に時間を要することを許容するが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能とし、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能となることを目標としている。

この耐震性能の目標が達成できることを示すためには、レベル2地震動に対し、合理性のある構造解析によって、鋼上部構造のどこに損傷が生じ、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、その結果に基づいてどのような耐震補強構造を選定するか、または損傷を許容するか、それらをどのように判断したか、さらに対策を施した橋の輸送機能や復旧性が確保されていることも示す必要がある。

他のトラス橋や吊橋の検討例と比べて塑性化した部材の損傷程度が大きい鋼上部構造の耐震性能照査を扱うことが特徴の1つであり、本研究の性能照査手法は、今後発生が想定される巨大地震の耐震補強設計にも活用できるものである。

第1章では、長大吊形式橋梁の耐震設計の変遷を概観した上で、耐震性能評価の課題を整理し、本研究の意義と構成およびその概要を示した。そして、第2章から第5章で、長大吊形式橋梁の鋼上部構造を対象に、動的解析応答値の再現性検証、レベル2地震時の動的解析による損傷が生じる部位と損傷レベルの推定、許容できない損傷と詳細検討が必要な構造部位の抽出、プッシュオーバー解析の地震荷重のモデル化、プッシュオーバー解析より得られた損傷形態と損傷程度、地震後の復旧作業等を加味した対策箇所の選定と対策方法立案、およびその耐震性向上の検証に至るまで、実橋における大規模地震時の挙動を精度良く再現し、鋼上部構造部材の損傷を評価する性能照査方法を具体的に示した。

(1) 長大吊形式橋梁の耐震補強設計における鋼上部構造の性能照査手法

第2章では、大規模地震時の目標とする耐震性能と鋼上部構造の限界状態を設定した。そして、大規模地震時の性能が実大模型を用いた実験によって検証することが難しい長大吊形式橋梁に対し、信頼性の高い耐震性能評価が他の橋梁にも活用出来るように、目標とする耐震性能に対して、橋全体系のはりモデルの複合非線形動的解析と鋼上部構造を3次元シェル要素でモデル化したプッシュオーバー解析の非線形解析結果を統一的に取り扱い、非線形解析でレベル2地震時の橋の挙動を精度良く再現して、鋼上部構造の耐震性能を評価する性能照査手法を示した。

(2) 動的解析応答値の再現性の検討

第3章では、2004年新潟県中越地震の際に、横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋およびレインボーブリッジの3橋梁で観測された長周期成分が強く生成された加速度記録を用いて、固有振動特性を推定するとともに、その固有振動特性を耐震設計に用いる動的解析モデルによって再現できるかを検証した。3橋梁には、数多くの地震計が設置されており、数多くの固有振動モード形を推定することができる。また、橋梁の各部で多点観測された加速度応答を、耐震設計に用いる動的解析モデルによってどの程度再現できるかについても検討した。

3橋梁で観測された地震記録を用いて動的解析応答値の再現性を検討した結果、耐震設計に用いる動的解析モデルの固有値解析より得られる固有周期と固有振動モード形は、地震観測記録から推定されたものとほぼ等しいことが確認できた。また、耐震設計に用いる動的解析モデルを用いて、多点異入力問題として加速度応答を求めた結果、一部の着目位置を除けば、実効値は、観測記録と動的解析でほぼ近い値が得られ、解析モデルによって得られる解に設計上無視できないような差の生じることのないことが検証できた。また、動的解析モデルの検証においては、地震計が設置されていない橋梁と地震計が設置されている橋梁においても、異なる複合非線形解析コードを用いてレベル2地震動に対する非線形地震応答値を求め、得られた解が実用上十分な精度で近似していることを確認することも有効な手段であることを示した。

(3) 動的解析結果による耐震性能照査

第4章では、第3章において実橋の地震観測記録を用いて再現性を検証した動的解析モデルによって、3橋梁についてどの部位にどのような損傷が生じるか推定した。

長大吊形式橋梁に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象が生じるため、各構造要素に生じる損傷の連鎖現象を考慮し、目標とする耐震性能を確保するのに、許容できる損傷と許容できない損傷を分類した。そして、動的解析の結果からは損傷評価が難しく、より詳細な耐震性能照査が必要な構造部位を抽出し、鋼3径間連続補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジのダブルデッキ下層に位置する下弦材を含む鋼製下路床桁に生じる損傷は、一般交通に与える影響を考慮して、より詳細に検討を行うこととした。

(4) 地震時の挙動が複雑な構造部位の耐震性能照査

第5章では、動的解析の結果から損傷評価が難しい鋼3径間連続補剛トラス斜張橋の横浜ベイブリッジの主桁を対象に、塑性化する損傷範囲を3次元シェル要素で既設構造に可能な限り忠実にモデル化し、プッシュオーバー解析で目標とする耐震性能が

達成できるかどうか詳細に検討した。プッシュオーバー解析に用いる地震荷重は、動的解析で着目する部材に大きな影響を与える着目量が最大となる時刻における慣性力分布を正負交番载荷して、実橋の地震時挙動を精度良く一連で再現するように、損傷分布の整合性を確認した。そして、損傷が生じると予想された部材を構成する板の変形状態を求めて、その損傷形態と損傷程度を目に見える形で表し、目標とする耐震性能を達成できるか評価する方法を示した。

下層の鋼製下路床桁の下弦材は、その溶接状況と地震後の復旧作業を考慮した対策箇所、および角補強と当て板の耐震性向上構造を提示した。この下弦材の補強と桁端部の補強構造のアップリフト防止ケーブル、および隣接橋の段差防止構造の対策を施した鋼上部構造の主桁は、橋としての目標とする耐震性能が確保できると結論付けた^{25),26)}。

このようにして、性能目標と限界状態を定め、橋全体のはりモデルの複合非線形動的解析と鋼上部構造を3次元シェル要素を用いてモデル化したプッシュオーバー解析を統一的に取り扱い、非線形解析で大規模地震時の橋の挙動と構造部位の損傷を精度良く再現して、塑性化した鋼上部構造の耐震性能を照査する性能照査手法は、有効に性能評価の結論を導くことができることを示した。

長大吊形式橋梁ごとに、建設地の環境、構造や規模、地震時の挙動、想定される損傷、耐震補強の方法等はさまざまであるため、本研究の第5章で対象とした3径間連続鋼補剛トラス斜張橋の主桁の大規模地震における安全性、供用性、修復性の観点から設定した限界状態に対する耐震性能評価の結論は、橋梁ごとに当然違うものになると考えられる。しかしながら、公共構造物の品質を一定に保つ上で、本研究の耐震性能照査の目標とする耐震性能を満足する評価方法、その信頼性の検証方法は、これまでに数多く建設された長大吊形式橋梁の鋼上部構造の耐震補強設計においても活用できるものである。今後の橋梁にも鋼上部構造の性能照査型耐震設計を取り入れていくための有用な知見となり得ると考えられる。

なお、3橋全体の建設費約3,000億円に対し、耐震性向上対策の工事費は、検討費用を含めて約51億円、約1.2%であった。多点観測された長周期地震記録を用いて、実大模型を用いた実験によって検証することが難しい長大吊形式橋梁の鋼上部構造に対し、レベル2地震時の挙動を非線形解析でより精度良く推定して、塑性化した鋼上部構造部材の損傷を評価し、目標とする耐震性能が達成できる耐震性向上対策を選定するとともに、その性能照査手法の検証にも役立てることができたので、年間数百万円の地震計の計測費用と設置に要した費用を考慮しても十分な見返りがあったと言えよ

う。新たに大規模地震時における非線形域の地震観測記録が得られたら、本研究の性能照査手法について、今後も検証を継続することが、さらなる信頼性向上と耐震技術の進歩につながると考えられる。

(5) 今後の研究課題

以上のように、本研究では、長大吊形式橋梁の鋼上部構造の地震時の耐震性能評価に関して、耐震解析から解析結果に基づく対策方法立案に至るまで、性能照査型耐震補強設計の流れを具体的に示して、地震時の性能を実際の構造物や実大模型を用いた実験によって検証することができない橋梁構造に対しても性能設計の一つの方向性を示すことができたが、残された課題も存在する。

内閣府中央防災会議の南海トラフの巨大地震モデル検討会と首都直下モデル検討会では、両検討会で共同して長周期地震動の推計について検討しており、南海トラフ沿いで想定される巨大地震による長周期地震動の検討結果を「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告」として2015年12月にとりまとめている。相模トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動については、1923年大正関東地震の震源断層の直上となる神奈川県南東部など、その揺れが極めて大きくかつ大きな地殻変動も伴うことから、引き続きの検討課題となっている。

内閣府中央防災会議の首都圏直下地震モデル検討会では、防災対策の検討対象とすべきプレート境界に発生するM8クラスの地震として、1923年大正関東地震を考慮することが適切とされており、本研究においても、1923年大正関東地震の震源モデルを基本に3橋の地震応答に大きな影響を与える震源断層解を考慮した。具体的には、関東地震の震源を基本としたが、各橋梁に影響を与えやすいように、最新の地震学の知見から発生がありうると考えられる範囲で、各橋梁の固有周期と同じ長周期成分を多く含むように、断層の大きくずれる位置、その大きさ等を調整して地震動を作成した。

各橋梁の入力地震動を作成した結果、相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界付近で発生がありうると考えられるM8クラスの大正関東地震タイプの地震のうち、各橋梁に対して最も影響を与えやすい地震動となっているが、今後の中央防災会議から新たな地震情報の公表された場合、目標とする耐震性能に照らし、レベル2地震動の妥当性を検証していくことが必要と考えられる。

また、2016年4月14日に熊本県熊本地方を震源とするマグニチュード6.5の地震が発生し、震度7を観測した。4月16日に再び熊本地方を震源とするマグニチュード7.3の地震が発生して被害が拡大した。この震度7を観測する2度の大きな地震を含めて、

4月16日までに震度6弱以上の地震が7回発生した。1923年大正関東地震においては、本震直後5分以内に、本震の震源位置に近い場所でマグニチュード7クラスの大規模な余震が立て続けに2回発生したことが知られている。大規模な余震を立て続けに受けたときの橋梁の被災メカニズムは、今後も地震の被災事例を分析していく必要があると考えられる。

長大吊形式橋梁の鋼上部構造の性能照査型耐震補強設計において、信頼性設計の考え方を基礎とした限界状態設計法へ転換していくには、想定する荷重規模や組み合わせの信頼性や外力と抵抗の間に確保される安全余裕の程度の観点から、部材単位の限界状態とこれらすべてを含む橋全体系の耐震性能の関係性を明確にしていくことが橋梁設計技術の国際競争力の面でも重要である。

種々の地震動に対して、長大吊形式橋梁のように、地震時の性能が実大模型を用いた実験によって検証することが難しい橋梁構造についても、どのように構造物が揺れてどのような損傷が生じるか、被災メカニズムを精度良く予測し、耐震性能の目標が達成できることを検証していくことは、今後の性能照査型耐震補強設計の研究課題と考えられる。

付録

[付録 1] 長大吊形式 3 橋梁における耐震性向上対策

4.3.1 で述べた横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、および鶴見つばさ橋の長大吊形式 3 橋梁の動的解析結果に基づく損傷の推定と耐震性向上検討について、レベル 2 地震動によって各橋の各構造要素に生じる損傷程度と、許容できない損傷に対する耐震性向上対策の考え方を以下にまとめる^{1),2)}。

レベル 2 の入力地震動は、1923 年大正関東地震の震源モデルを基本に 3 橋の地震応答に大きな影響を与えるプレート境界に発生するマグニチュード 8 級の震源断層解と、内陸直下で発生するマグニチュード 7 級の地震を入力地震動とした。ここでは、第 3 章の 3.3.3 に示した橋梁全体系の非線形動的解析によって、橋梁を構成する各構造部位に生じる損傷を予想した³⁾。首都圏の内陸直下で発生する地震は、既往最大規範の考えに基づいて、1995 年兵庫県南部地震で観測されたタイプ II 地震動である⁴⁾。3 橋に生じる損傷は、震源断層解による応答値とタイプ II 地震動による応答値を比較し、各構造部位に生じる最も大きいレベル 2 地震動での推定したものである⁴⁾。

◇横浜ベイブリッジ

橋梁全体系の非線形動的解析の結果、横浜ベイブリッジの各構造要素に生じる損傷程度を図-付 1.1 に、その損傷の状況と、どの地震動がどの方向から作用した場合にその損傷が生じるかを表-付 1.1 にそれぞれ示す。

①エンドリンクの脱落に伴う桁端の浮き上がり

1995 年兵庫県南部地震において、東神戸大橋では橋軸直角方向の変位を拘束するウィンド杓がその機能を失い、ペンデル支承の取付けプレートが面外方向(橋軸直角方向)に変形しピンが脱落したために負反力が開放され主桁端部が約 40cm 跳ね上がった^{5)~7)}。

東神戸大橋では、主塔と端橋脚の間に中間橋脚があり、この橋脚がペンデル支承で負担できなくなった負反力を負担したために、主桁端部の跳ね上がりが致命的な損傷とならなかったと考えられている^{5)~7)}。しかし、中間橋脚がない横浜ベイブリッジでは、エンドリンクが負反力を支持できなくなると、東神戸大橋よりも大きな跳ね上がり量が主桁の端部に生じると予想される。

横浜ベイブリッジの端橋脚位置に設置されているエンドリンクも大きな負反力を負担しており、橋軸直角方向の変位を拘束するウィンドタンクに大きな変形が生じると、エンドリンクが面外方向に変形しピンが脱落し、負反力が開放されて主桁端部が跳ね上

がと予想される。端橋脚のウィンドタングシステムが損傷すると、橋軸直角方向の拘束が低下するため、エンドリンクに変形可能な回転角を大きく超える面外変形が生じることになる。エンドリンクは常時に生じる負反力を支持しているため、その機能が失われると死荷重によって桁端が約 2m 上昇すると予想される。

そこで、図-付1.2に示すように、地震動による挙動に追従可能で、地震後の路面段差を制御することのできるアップリフト防止ケーブルを主構端部（既設の垂直材直下の下弦材）と端橋脚の脚柱基部を結ぶように設置して安全性を確保した。

橋軸直角方向から作用するレベル2地震動によって下路床桁の一部に塑性化が生じるが、断面力のほとんどを負担する上路箱桁の地震応答は弾性域にとどまるため、下路床桁の一部が塑性化しても落橋や倒壊は生じない。しかし、ダブルデッキ構造の下層の一般国道が2004年4月に供用開始されたことを受けて、下弦材を含む下路床桁に生じる損傷は、一般交通に与える影響と補強も視野に入れて、より詳細に耐震性能評価を行った。

その結果、第5章に示したように、主塔位置付近および中央径間中央付近の下弦材に、局部座屈によって板の大きな面外変形が生じていることが確認されたので、この板の面外変形が生じる際に、下弦材の角部の隅肉溶接部に割れが生じる可能性があるものと判断し、安全性の確保、および地震後の活荷重載荷と復旧作業も考慮して角部の補強を行うことにした。

③タワーリンクの脱落による主構の沈下

主塔部においても端橋脚と同様に、ウィンドタングシステムで橋軸直角方向の水平力に抵抗している。このウィンドタングシステムも橋軸直角方向のレベル2地震動により大きなひずみが生じる。ウィンドタングシステムが損傷すると、橋軸直角方向の拘束が低下するため、図-付1.3に示すように、タワーリンクに変形可能な回転角を大きく超える面外変形が生じることになる。

タワーリンクが脱落すると、最下段ケーブルの張力は破断耐力を超えることはないが増大する。ここでは、もし最下段ケーブルが破断等の損傷に至った場合においても他のケーブルや補剛桁に損傷が連鎖的に移行しないように、主塔横梁上に補剛桁に対する段差防止構造を設置し、主構の鉛直方向下向きの変位量を制限して安全性を確保した。

④桁端変位に伴う隣接橋の押出し

隣接橋の耐震補強前の桁かかり長は、道路橋示方書に示される桁かかり長を確保している。しかし、橋軸方向のレベル2地震動における桁端変位量は、横浜ベイブリッジの桁端と隣接橋の遊間1.50mを超える2.41mとなる。このような大きな橋軸方向変位が桁端に生じると、横浜ベイブリッジが隣接橋を押し出すように衝突し、隣接橋が桁端部から落橋する可能性がある。よって、このような桁端に生じる変位量を考慮した隣接橋の落橋防止構造を設置して安全性を確保した。

⑤端橋脚の耐力超過

橋軸直角方向のレベル2地震動により、端橋脚上のウィンドタングシステムを介して端橋脚の最大水平耐力を超過する大きな水平力が作用することが、橋梁全体系モデルの

非線形動的解析により確認されたため、端橋脚の脚柱内部に耐力向上を目的とした縦リブ増設による補強を行う。ただし、端橋脚の橋脚柱部を過度に補強して損傷部位が橋脚柱基部のアンカー部へ移行してしまうと、地震後にアンカー部の損傷を補修することは困難であるため、橋脚柱部はアンカー部の耐力を超過しないように補強量を制限して安全性を確保した。

◇レインボーブリッジ

橋梁全体系の非線形動的解析を行い、レベル2地震動によってレインボーブリッジの各構造要素に生じる損傷程度を図-付 1.4 に、その損傷の状況と、どの地震動がどの方向から作用した場合にその損傷が生じるかを表-付 1.2 にそれぞれ示した。

①桁端変位に伴う補剛桁と塔の衝突

レインボーブリッジは、補剛桁が側塔と主塔、主塔と主塔、主塔と側塔の間に分離して存在しているため、橋軸方向のレベル2地震動により、補剛桁が主塔や側塔に衝突すると予想された。補剛桁と主塔および側塔の衝突部の外部と塔内部に補強部材を設置するとともに、衝突部に作用力を軽減させるための緩衝ゴムを設置して、衝突を考慮した動的解析より求まる衝突反力を補剛桁弦材の降伏強度以下に抑えることで、安全性、供用性および修復性を確保する。

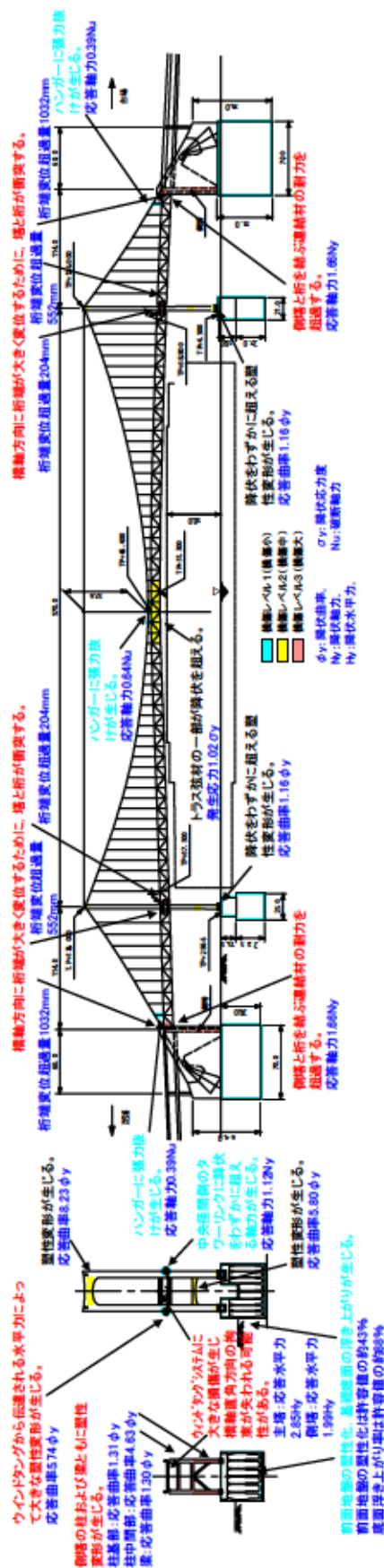
②ウィンドタングシステムの損傷

ウィンドタングシステムには、大きな塑性変形が生じ、それを起点とした延性き裂の発生を否定することができなかった。ウィンドタングシステムが損傷すると橋軸直角方向の拘束が低下するため、補剛桁が水平方向に大きく移動し、その結果、主塔と側塔部において路面が不連続となる。もし、地震時に当該位置を車両が走行していると、その車両は、路面から落下するか塔柱等に正面衝突する危険性がある。このため、レインボーブリッジでは、橋軸直角方向の反力を負担する部材の機能が失われることは許容できない。

ウィンドタングシステムそのものを補強することはできないため、ウィンドタングシステムと共同して橋軸直角方向の水平力に抵抗できるストッパーを補剛桁端部に設置して、安全性と供用性を確保した。

③主塔の塔頂水平材の損傷

レインボーブリッジの動的解析結果の応答値においては、塔頂水平材に曲げによる大きな塑性変形が生じている。ラーメン形式の主塔の水平材は、曲げに関する非線形性のみを考慮した非線形梁要素に生じた塑性曲率の塑性変形の大きさだけから耐震補強の可否を判定するのは不十分と考えられるため、さらに詳細に耐震性能評価を行った。その結果、主塔の塔頂水平材の損傷は、ウエブだけでなくフランジにも生じているため、後座屈強度やエネルギー吸収が期待できず、また損傷後の修復も難しいと考えられるため、塔頂水平材のウエブパネルに補剛材を追加して補強することとした。



図一付1.4 非線形動的解析から求まるレベル2地震動によってレインボーブリッジに生じる損傷

表-付12 レインボープリッジの損傷状況とその評価、対策等

損傷レベル	構造部位	動的解析結果より予想される損傷状況	地震動	入力方向	評価、対策等
損傷レベルⅠ	基礎	地盤の一部が塑性化する。	震源近層解 / タイプⅡ	縦軸 / 直角	地盤が一部塑性化しているが、基礎の安定計算上問題ない。
	ハガー	側座間端部および中央座間中央の短いハガーに耐力損傷が発生する。	震源近層解 / タイプⅡ	縦軸 / 直角	張力掛けに伴いハガーの脱落が発生しないように断層防止機構の確認を行う。
	タワーリング、 エボルビング	中央座間端タワーリングに生じる軸力が縦軸軸力をわずかに超える。	タイプⅢ	縦軸	降伏は超えるものの耐力に対して十分な余裕があるため損傷を許容する。
	主塔塔頂 水平材	塑性変形が生じる。	タイプⅡ	直角	<u>非線形要素に生じた塑性変形の大きさだけでは判断できないため、詳細な非線形性能評価を行う必要がある。</u>
損傷レベルⅡ	主塔基部	塑性変形が生じる。	タイプⅢ	直角	塑性率は小さいが、大きな圧縮軸力が生じるため詳細な非線形性能評価を行う必要がある。
	補剛桁トラス	トラス材の一部が降伏を超える。		直角	トラス材に損傷が生じても落橋には至らず、地震後に補修が可能なため損傷を許容する。
	桁端変位	縦軸方向に桁端が大きく変位するため、主塔および剛塔と衝突する。	震源近層解 / タイプⅡ	縦軸	補剛桁と主塔、剛塔の衝突部の損傷を行う。レインボーブリッジの桁端変位量を考慮した剛接の薄層防止対策を行う。
	主塔中間 水平材	ウインドクランクから伝達される水平力により大きな損傷が発生する。	タイプⅢ	直角	<u>非線形要素に生じた塑性変形の大きさだけでは判断できないため、詳細な非線形性能評価を行う必要がある。</u>
損傷レベルⅢ	側塔	脚柱部、水平材、連結材の耐力を超過し大きな損傷が生じる。	タイプⅢ	直角 / 直角	側塔の損傷を行う。補剛桁と側塔を結ぶ連結材は取付部の補強が困難であり、連結材の有無により側塔のいへる。地震時の最大応答値に顕著な違いは無いため損傷を許容する。
	ウインドクランク A	大きな損傷が生じ縦軸直角方向の拘束が失われる。	震源近層解 / タイプⅡ	直角	ウインドクランクが損傷すると路面の不連続性につながるため、水平力を負担するスラッパを設置する。

④側塔の耐力超過と変位

橋軸方向のレベル2地震動により、側塔の耐力を超える大きな応答が生じている。曲げ剛性を高める補強を行うとアンカーの負担が増加するため、基部のアンカー耐力は超過しないように横リブ増設を行い、板の変形量を地震後の修復が可能な程度に小さくする。

また、剛なニューマチックケーソン上にある柔な側塔には大きな地震応答が生じ、側塔の橋軸方向変位量は1.45mと大きい。この側塔に生じる大きな変位によって、隣接橋が側塔から落橋する可能性があるため、隣接橋の落橋防止構造を設置して安全性を確保する。

◇鶴見つばさ橋

橋梁全体系の非線形動的解析を行い、レベル2地震動によって鶴見つばさ橋の各構造部位に生じる損傷程度を図-付1.5に、その損傷の状況と、どの地震動がどの方向から作用した場合にその損傷が生じるかを表-付1.3にそれぞれ示した。

鶴見つばさ橋の建設時には弾性拘束ケーブルに設計で想定した以上の張力が生じないようにするために、設計伸縮量0.35mに対して0.45mの遊間を設けたストッパー（主塔横梁と主桁が衝突してそれ以上の変位をさせない構造）を設置している。レベル2地震動では主塔位置における桁変位が1.25mとなり、ストッパー部で主塔横梁と主桁が衝突し、主桁側が損傷すると予想された。この損傷を起点として、主塔部鉛直支承、主塔部水平支承、弾性拘束ケーブル、端橋脚ペンデル支承、端橋脚水平支承にも大きな橋軸方向変位量が発生し、各構造要素の機能が失われる可能性があるため、後述のような耐震性向上対策を行う。

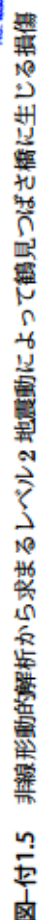
1995年兵庫県南部地震において、六甲アイランド橋では橋体がピボットローラー支承より脱落し、橋体が橋軸直角方向に約3.1m移動した⁵⁷⁾。鶴見つばさ橋も、金属製の水平支承によって橋軸直角方向の変位を拘束しているが、水平支承が破損すると、桁の支承からの脱落や橋軸直角方向への移動が生じると予想される。

また、鶴見つばさ橋の橋軸方向の支持形式は、弾性拘束ケーブルに支持される斜張橋として設計されており、弾性拘束ケーブルの安全性を向上させるために付加減衰装置としてベーン型オイルダンパーを建設時に設置している。レベル2地震動が橋軸方向に作用すると、地震開始の早い段階でベーン型オイルダンパーがその機能を失うと予想されたので、他の主要な部材に損傷が生じる時にはダンパーによる減衰性能の向上は期待できないと判断し、その損傷を許容することとした。

①主塔部および端橋脚の水平支承の脱落と耐力超過

主塔部の水平支承の橋軸方向移動可能量は ± 720 mmとレベル2地震動による最大応答変位 ± 1253 mmより小さいため、水平支承が脱落する可能性がある。橋軸直角方向の拘束を失い主塔等へ損傷が連鎖するのを防ぐ必要があることから、端橋脚と同様に、橋軸方向変位の移動可能量を確保するためのガイドを増設して支承の脱落を防止し、安全性を確保した。

端橋脚の水平支承は、レベル2地震動による橋軸方向最大応答変位 ± 1253 mmが、橋軸方向移動可能量 ± 720 mmを超過するため、上下支承が外れる可能性がある。上下支承が外れ

177

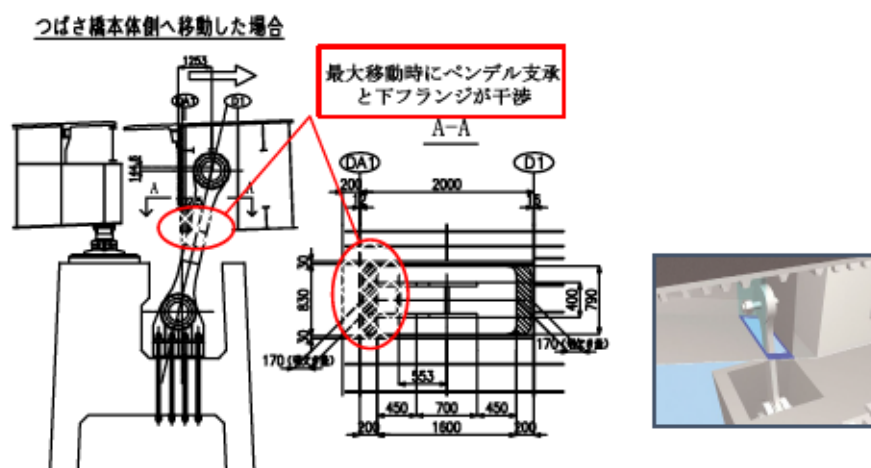


図-付 1.6 端橋脚のペンデル支承移動量の確保

ると橋軸直角方向に対して抵抗ができず、ペンデル支承等に損傷が生じることから橋軸方向変位の移動量を確保するため、ガイドレールを増設する対策にて支承の脱落を防止した。また、レベル2地震動による橋軸直角方向の水平荷重に対し、水平支承の上査が終局耐力を超過することが判明したため、上査耐力を向上した。これらの対策により安全性と供用性を確保した。

②弾性拘束ケーブル定着部の損傷

弾性拘束ケーブルは、スパン中央付近の縦シャイベ構造の主桁定着部と主塔定着部のサドルで固定されており、橋軸方向の弾性支持構造として設置されている。

レベル2地震動により作用する張力に対し弾性拘束ケーブル本体は、降伏耐力を超える張力が発生するが、破断に対して十分余裕があった。しかし主桁定着部および主塔定着部の耐力は、弾性拘束ケーブルに作用する張力より小さかったため定着部が損傷し、橋軸方向の支持機能が失われることがわかった。そこで、主桁および主塔の定着部について、弾性拘束ケーブルに作用する張力に対し降伏以下となるように耐力向上の補強を行い、安全性を確保した。

③ペンデル支承の損傷

端橋脚に設置しているペンデル支承は、鉛直力に抵抗する部材であり橋軸方向に可動である。レベル2地震動に対しペンデル支承自体は十分な耐力を有している。しかし主桁下フランジの開口部における遊間が $\pm 450\text{mm}$ であるのに対し、レベル2地震動による橋

軸方向移動量は最大で553mmとなるため、図-付1.6に示すように、ペンデル支承とフランジが衝突し、ペンデル支承が損傷する可能性がある。

鶴見つばさ橋の主桁端部にはカウンターウエイトが設置されてアップリフトが作用していないので、ペンデル支承がその機能を失っても桁端が浮き上がることはないが、ペンデル支承が鉛直反力を支持できなくなると死荷重により桁端が約4m沈下する。主桁下フランジの開口を170mm拡大し、ペンデル支承の橋軸方向移動量を確保して安全性と供用性を確保した。

④桁端変位に伴う隣接橋の押出し

レベル2地震動による鶴見つばさ橋の橋軸方向の桁端変位は1253mmとなり、隣接橋との遊間量950mmを超えることから隣接橋を押出すように衝突し、隣接橋が支承（ピボット支承：高さ1100mm）より逸脱し路面に大きな段差を生じる可能性がある。そこで、隣接橋の落橋防止システムとして段差防止構造を設ける対策を行い、安全性を確保した。段差防止構造の遊間量は、供用性を確保するため50mmと極力小さくした。

⑤主塔基部の耐力超過

主塔基部のSRC構造部は、レベル2地震時における応答せん断力がせん断耐力を超えているため、せん断破壊が生じると推定された。並川らは8角形2室中空断面の複雑なSRC構造の破壊過程について、RC構造物を対象とした2次元非線形解析コードWCOMDを用いた検討を行っている⁹⁾。その結果、曲げ耐力がせん断耐力より大きく、せん断破壊が先行することが判明したため、炭素繊維シート接着工法によるせん断補強にて安全性を確保した。

なお、このような耐震性向上対策と異なり、制震装置を用いてそのエネルギー吸収能力によって地震応答を低減するような耐震性向上がある。しかし、ある損傷を起点として別の損傷が引き起こされるという損傷の連鎖現象が現れる吊構造形式の長大橋梁では、制震装置が確実に機能するかという検討課題が残る。

1995年兵庫県南部地震で被災した東神戸大橋には、耐震設計で想定していないような地震によって主桁に生じる橋軸方向変位を抑制する目的で桁端位置にベーン型オイルダンパーが設置されていたが、桁端位置では様々な構造要素が損傷しており、ベーン型オイルダンパーにも損傷が生じていた⁹⁾⁷⁾。最近の2016年4月14日以降に熊本地方で発生した最大震度7の熊本地震においても、耐震補強のために設置された制震ダンパーの取付け部で損傷が生じ、制震ダンパーが機能せず設計意図と異なる壊れ方をした事例が報告されている⁹⁾。

長大吊形式橋梁に対して確実な制震効果を発揮できる制震装置は、その減衰力と可能移動量および規模が非常に大きいものが必要となり、既存の制震装置の実績をはるかに上回る要求性能が必要となるため、制震装置の製作、実績を上回る要求性能の実現性、設置後の信頼性、施工法とも十分な検証と新たな技術開発が必要になる³⁾。兵庫県南部地震以降、緊急輸送道路に指定されている首都高速道路の耐震性向上計画と照らし合わせると、これらの課題を解決するための検証に要する時間が多く、制震装置を用いた耐震性向上対策は検討対象から外した。

付録 1 の参考文献

- 1) 首都高速道路株式会社，財団法人首都高速道路技術センター：首都高速道路の橋梁に関する調査研究（平成 16・17・18 年度）報告書，2007.
- 2) 首都高速道路株式会社，財団法人首都高速道路技術センター：首都高速道路の橋梁に関する調査研究（平成 19 年度）報告書，2008.
- 3) 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：技術展望・首都高速道路における長大耐震補強の基本方針と入力地震動，土木学会論文集，No.794/I-72, pp.1-19, 2005.
- 4) 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：技術展望・首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集，No.801/I-73, pp.1-20, 2005.
- 5) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，（財）阪神高速道路管理技術センター，1997.
- 6) 阪神高速道路公団監修：阪神高速道路震災から復旧まで 1995.1.17-1996.9.30[写真集]，（財）阪神高速道路管理技術センター，1997.
- 7) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告土木構造物の被害，第 1 章橋梁，土木学会，1996.
- 8) 並川賢治，崎濱秀仁，溝口孝夫，土屋智志，臺原直，矢部正明：中空 S R C 橋脚の破壊形態と耐力評価の一方法，構造工学論文集, Vol.50A, pp.1051-1058, 2004.4
- 9) 国土交通省 社会資本整備審議会 道路分科会：第 5 回道路技術小委員会配布資料，2016.6.

[付録 2] 鋼製主塔の耐震性能照査

(1) 3 次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析

内傾 H 型ラーメン構造の横浜ベイブリッジの鋼製主塔の塔柱基部には、橋軸直角方向から作用するレベル 2 地震動のタイプ II 地震の動的解析によって降伏軸力（鋼材の降伏点応力度の公称値を用いて算出）の約 35%、3 層ラーメン構造のレインボーブリッジの鋼製主塔基部には 46%という大きな圧縮軸力が生じるが、非線形梁要素に生じる塑性変形量（塑性曲率）が小さく、鋼製橋脚を対象とした正負交番載荷実験結果等を参考に¹⁾、その損傷は許容できると評価していた²⁾。

しかし、主塔の塔柱基部は、その後、Okada らによる従来の鋼製橋脚に対する正負交番載荷実験よりも大きな圧縮軸力に対する正負交番載荷実験結果³⁾⁴⁾や、佐野らによる鋼製アーチリブを対象とした正負交番載荷実験結果⁵⁾において、高圧縮軸力下では従来の鋼製橋脚に対する正負交番載荷実験結果とは損傷モードや塑性変形性能が異なるという報告に鑑みて、その耐震性能を曲げの非線形性のみを考慮した非線形梁要素を用いた動的解析結果だけから判断するのは不十分と考えられる⁶⁾⁷⁾。

Okada らは、大型模型を用いて鋼製橋脚に軸力比で 12%、28%、39%という圧縮軸力を作用させた状態で正負交番載荷実験を行い、圧縮軸力が大きくなると、損傷モードと塑性変形性能が大きく変化するという実験結果を得ている³⁾。損傷モードは、図-付 2.1 に示すように、軸力比 12%では橋脚基部の補剛リブ間の板に生じていた局部座屈が、軸力比 39%では基部からダイヤフラム間の鋼断面を構成する 4 枚の板全体の座屈変形に移行している。塑性変形性能は、軸力比が 39%と大きくなると非常に小さくなっている。

横浜ベイブリッジとレインボーブリッジの鋼製主塔の塔柱基部には、橋軸直角方向から作用するレベル 2 地震動のタイプ II 地震によって、それぞれ鋼材の降伏点応力度の公称値を用いて算出した降伏軸力の約 35%、46%という大きな圧縮軸力が生じる。

また、写真-付 2.1 に示すように、1995 年兵庫県南部地震において、阪神高速道路 5 号湾岸線の 2 層構造の鋼製ラーメン橋脚の下部水平材に生じたせん断座屈による損傷の被災事例等から推察すると⁸⁾、水平材はせん断座屈で損傷すると予想される。

横浜ベイブリッジとレインボーブリッジの鋼製ラーメン構造の主塔についても、動的解析の結果、塑性変形が生じると予想されるため、板の局部座屈やせん断座屈の影響も考慮できる 3 次元シェル要素を用いて主塔全体を構造ディテールに忠実にモデル化したプッシュオーバー解析によって、主塔の塔柱や水平材に生じる損傷を推定して、より詳細な耐震性能照査の検討を行う⁶⁾⁷⁾。

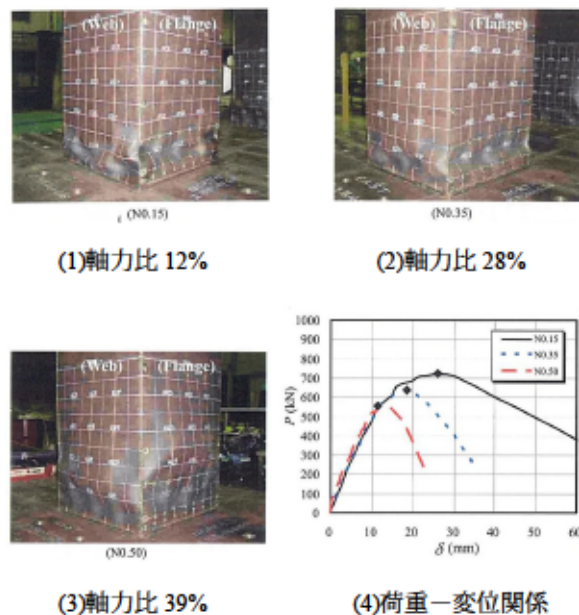


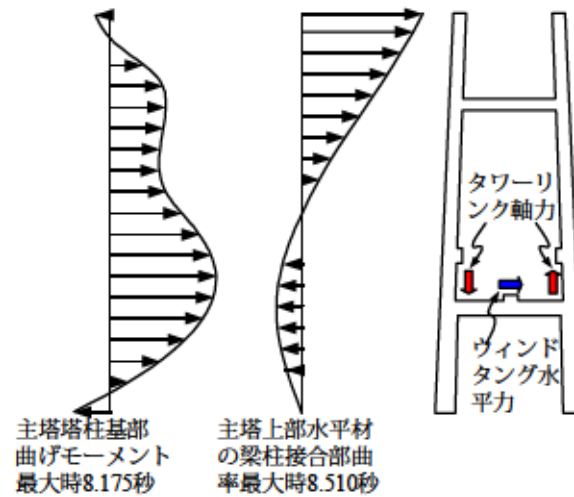
図-付 2.1 高圧縮軸力を作用させた鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果³⁾



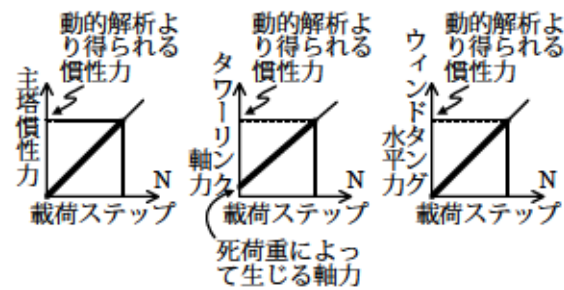
写真-付 2.1 2層構造鋼製ラーメン橋脚の下部水平梁に生じたせん断座屈の例⁵⁾

(2) 主塔 の損傷に着目した地震荷重

図-付 2.2 は、横浜ベイブリッジの主塔のプッシュオーバー解析に用いた地震荷重を示したものである。図の(1)には塔柱基部に着目した主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻における慣性力分布と^{9),10)}、上部水平材に着目した主塔上部水平材と柱の接合部に生じる曲率が最大となる時刻の慣性力分布を示してある。それぞれの慣性力分布を、主塔に作用させてプッシュオーバー解析を行った。また、同時刻におけるタワーリンクに生じる軸力とウィンドタングシステムに作用する水平力も境界力として作用させた。荷重は、図の(2)に示すように一様に漸増させた。主桁を支持しているタワーリンクは、死荷重によってリンクに生じる軸力を初期荷重として作用させた後、地震によって生じる軸力を漸増载荷させている。



(1) 地震力のモデル化



(2) 荷重ステップ

図-付 2.2 主塔のプッシュオーバー解析に用いた地震荷重

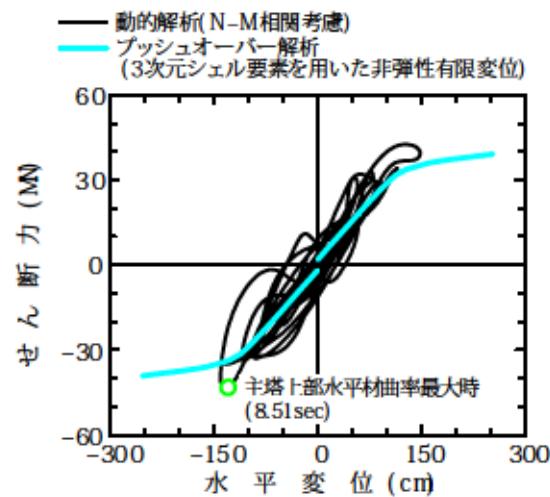


図-付 2.3 P2 主塔（本牧側）上部水平材のせん断力－水平変位関係

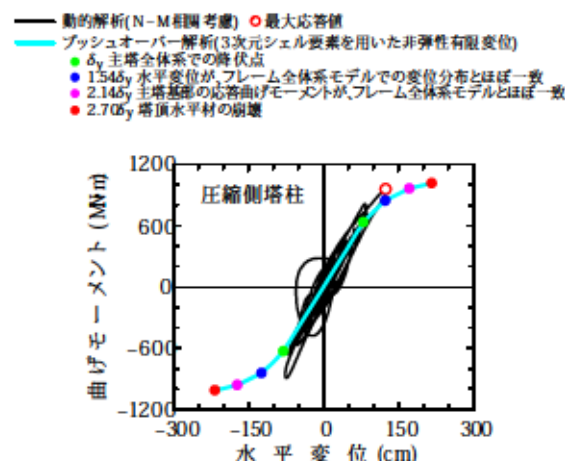


図-付2.4 レインボブリッジの主塔としての荷重－変位関係

横浜ベイブリッジに橋軸直角方向から地震動が作用したとき、主塔に生じる損傷は、繰返し回数が少ないレベル2地震動タイプⅡで決まる³⁾。また、最大耐力に達する領域までならば繰返し回数の影響が小さいことが鋼製橋脚を対象とした正負交番載荷実験によって確認されていることから^{10)~13)}、最大耐力付近までの耐力と変形性能は、正負交番載荷によらなくとも確認できると判断し、プッシュオーバー解析は一方向載荷とした。

図-付2.3 は、主塔上部水平材と塔柱の接合部の曲率が最大となる時刻の慣性力分布を地震荷重としたプッシュオーバー解析と橋梁全体系を対象とした動的解析より得られた水平材のせん断力と水平変位の関係を示したものである⁷⁾。プッシュオーバー解析のせん断力が動的解析のそれよりも小さいのは、シェル要素を用いたプッシュオーバー解析では水平材に生じるせん断座屈の影響を考慮しているのに対して、梁要素を用いた動的解析ではその影響を考慮できていないからである。せん断座屈が生じてせん断力が上限に達するべき時に、梁要素ではまだせん断に対しては健全として曲げモーメントが最大となるまで応答しているためプッシュオーバー解析よりも大きなせん断力が得られている。このような違いはあるが、プッシュオーバー解析と動的解析より得られる主塔上部水平材の荷重－変位関係は、概ね一致していることがわかる。

図-付2.4 は、レインボブリッジの主塔に着目したプッシュオーバー解析結果である。曲げモーメントは塔柱基部、水平変位は、橋軸直角方向の主構の慣性力を主塔に伝える水平材のウィンドタング位置のものである。損傷状況を以下に示す。

主塔としての荷重－水平変位関係に明確な変曲点が表れるまでは、下部水平材、塔

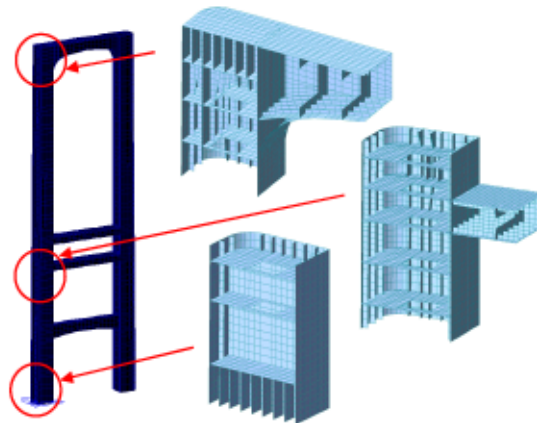


図-付 2.5 レインボーブリッジの鋼製主塔の 3 次元シェル要素による解析モデル

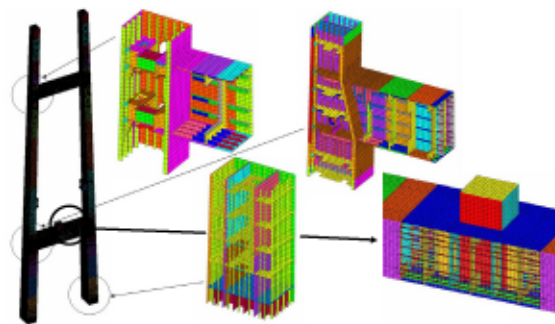


図-付 2.6 横浜ベイブリッジの鋼製主塔の 3 次元シェル要素による解析モデル

頂水平材，中間水平材の順に塑性化が始まり主塔としての降伏 δ_y を迎えている． $1.24\delta_y$ で塔柱圧縮側フランジが塑性化し， $1.54\delta_y \sim 2.14\delta_y$ の間で動的解析とプッシュオーバー解析の主塔変位分布と塔柱基部曲げモーメントが等しくなっている．横浜ベイブリッジ主塔では，最大耐力の支配要因は基部の塑性化であったが，レインボーブリッジ主塔の最大耐力は，解析上塔柱水平材が構造部材としての機能を喪失した $2.70\delta_y$ に生じている．

(4) 鋼製主塔の解析モデル

図-付 2.5 は，横浜ベイブリッジの主塔の解析モデルを示したものである．節点は約 19 万節点，シェル要素の数は約 19 万要素，梁要素の数は約 8 千要素からなる．図-付

2.6 のレインボーブリッジの主塔の解析モデルもこれと同等のものである。

シェル要素による分割は、解析目的を踏まえて、主塔基部付近と上部・下部水平材および水平材と柱の接合部で細かく分割した。その結果、シェル要素のサイズは最小で 50mm、最大で 580mm となった。鋼製ラーメン形式の構造を FEM で解析する場合、水平材と柱の接合部の隅角部は、剛域としてモデル化されることが多い^{7,8)}。これは、隅角部は複数の板が複雑に交差しており、柱や水平材の一般部に比較して、相対的に剛とみなせるという考えによるものである。しかし、水平材と柱が接合される付近の柱や水平材に生じる損傷は、一般部と接合部の剛性のバランスによって大きく変化するため、対象とする構造に生じる損傷を精度良く求めるためには、接合部も実態に合った形でモデル化することが必要となる。そのため、図に示すようにシェル要素を用いて実際の構造ディテールを忠実に再現し、鋼材の応力-ひずみ関係は、降伏後の剛性を初期剛性の 1/100 としたバイリニア型でモデル化した。

横浜ベイブリッジの鋼製主塔は H 型の形状をしたラーメン構造である。鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験結果の再現解析では、初期条件として残留応力や初期たわみを与えなくとも実験結果を追跡できることが報告されている¹⁴⁾。これを参考に、ここでも残留応力と初期不整の影響を無視した。

(5) 鋼製 主塔の耐震性能評価

1) 横浜 ベイブリッジの主塔上部水平材に生じる損傷

横浜ベイブリッジの主塔の上部水平材は、曲げの非線形性のみ考慮した非線形梁要素でモデル化した動的解析において梁と柱の接合部に大きな塑性曲率が生じていたため、内部にケーブルを用いた落下防止構造を設置することが考えられていた²⁾。

図-付2.7 は、プッシュオーバー解析で、上部水平材の変形状態と損傷が大きい断面位置における板の変形状態を求めたものである。図の(2)に示すように、水平材に生じる損傷は、板の最大変形量として約 65mm と大きいことがわかる。しかし、図より、上部水平材のウェブには、せん断座屈が生じ、斜め張力場が形成されており、後座屈強度が期待できることがわかる。プッシュオーバー解析の結果と、上部水平材のウェブパネルのせん断座屈パラメータ R_w の大きさ 0.49~0.51、および写真-31 に示した被災事例等から上部水平材の耐震性能を次のように評価した。

主塔の上部水平材のウェブにはせん断座屈が生じるが、斜め張力場が形成され後座屈強度やエネルギー吸収が期待できる。その結果、隣接する塔柱や水平材と柱の接合部の損傷が小さくなると予想される。なお、上部水平材の中央部付近にせん断座屈が生じないように補強した場合、水平材の中央部に生じている損傷は水平材の端部（梁

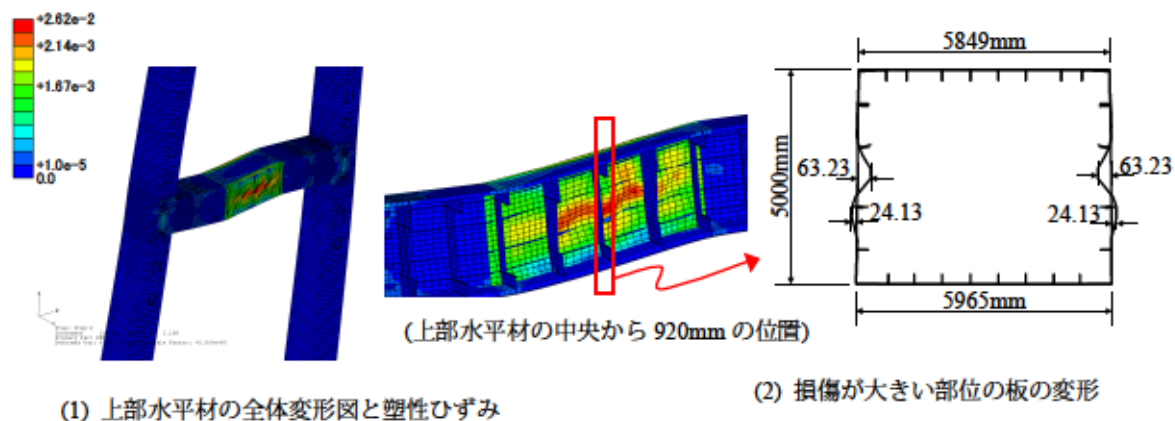


図-付 2.7 主塔の上部水平材に着目したプッシュオーバー解析結果

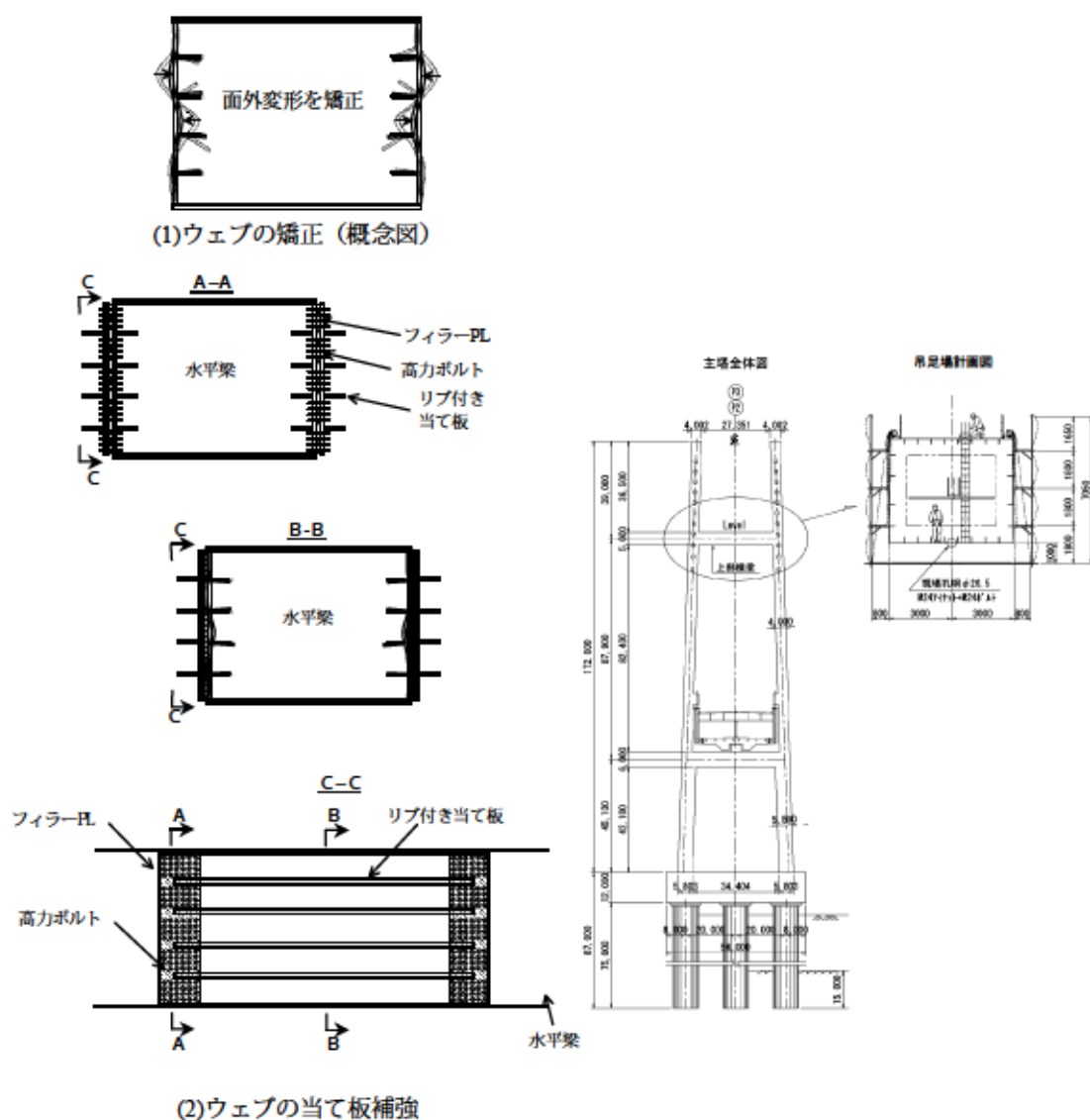


図 付 2.8 主塔上部水平材の復旧案

と柱の接合部)に移行し、主塔としては望ましくない箇所に損傷を誘導することになるので、上部水平材の構造は現状のままとする。

上述したように、水平材に生じる損傷は、板の最大変形量として約 65mm と大きいですが、この程度の変形量であれば、復旧することができることが確認できたので、当初、設置が検討されていた上部水平材の落下防止構造は必要ないと判断した。図-付 2.8 は、横浜ベイブリッジの上部水平材の復旧工法案である⁹⁾。復旧工法案は、過去の実施例の施工業者を対象に調査して定めたものである。その概要は次の通りである。

Step1：図-付 2.8 の(1)に示すように、外変形に対して、ガス線状加熱による熱間加工と、当て板をして油圧ジャッキで変形部のひずみを取る冷間加工を併用することで修復する。

Step2：図-付 2.8 の(2)に示すように、高力ボルト接合により新たなウェブを損傷箇所のウェブに並行して設置する当て板補強を行う。その場合、既存のウェブの面外変形量が約 65mm と非常に大きいために、面外変形は必ずしも原形に近い状態まで修復できるとは限らない。よって、当て板補強を行うときに、既存のウェブの変形を吸収できる板厚のフィラーを既存のウェブと新たなウェブとの間に設置するようにした。

実際に生じる損傷が、ここで推定されたものと全く同じ損傷とはならないであろうが、このような復旧戦略を事前に持つということは、緊急時のリスク管理という意味からも道路管理上必要なことである。

2) 横浜ベイブリッジの主塔塔柱基部および下部水平材に生じる損傷

図-付 2.9 は、横浜ベイブリッジの主塔塔柱基部の損傷に着目したプッシュオーバー解析の結果である。図には、橋梁全体系の動的解析とプッシュオーバー解析より得られた塔柱基部の応答曲げモーメントと下部水平材位置の応答水平変位の関係を示している。下部水平材位置の水平変位に着目したのは、橋軸直角方向から地震動が作用する場合、主構の慣性力は下部水平材位置のウィンドタングシステムを介して主塔に作用するからである。プッシュオーバー解析の結果には、主塔塔柱に生じた損傷状況も併記している。

$\delta_y \sim 1.35\delta_y$ までは、ウィンドタングシステムに損傷が生じており、 $1.40\delta_y$ で圧縮側塔柱基部の曲げモーメントが橋梁全体系を対象とした動的解析結果と等しくなり、 $1.46\delta_y$ で圧縮側塔柱基部のフランジが塑性化し、 $1.72\delta_y$ で最大耐力に達している。動的解析とプッシュオーバー解析の塔柱基部の曲げモーメントが等しい時の状態を、レベル

- 動的解析(N-M相関考慮) ○ 最大値
 — プッシュオーバー解析(3次元シェル要素を用いた非弾性有限変位)
 ▲ 0.5γ ウィンドタンク塑性域発生
 ■ 1.22γ ウィンドタンク部相当塑性ひずみが0.2%に進展
 ● 1.35γ ウィンドタンク部下、下部水平梁ウェブ塑性発生
 ◆ 1.40γ 動解時圧縮側脚面内曲げ(189.5MN)同等塑性状態
 ● 1.46γ 圧縮側主塔基部フランジ塑性発生
 ● 1.69γ 水平変位の増加に伴う水平荷重の増加は余りない
 ● 1.72γ 最大耐力付近

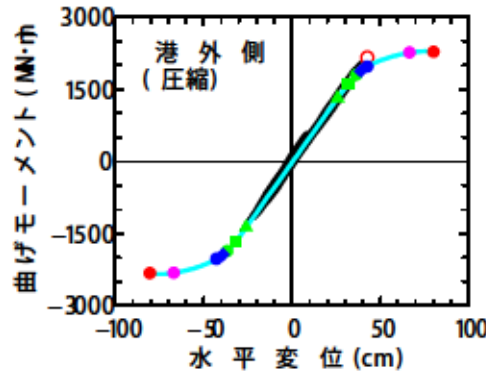


図-付 2.9 横浜ベイブリッジの主塔としての荷重-変位関係

2 地震動によって主塔塔柱に生じる損傷状態とみなすと、その損傷状態は、図-付 2.10 のようになる。両図より、主塔としての最大耐力に対して動的解析結果は余裕を残していることと、塔柱と下部水平材に生じる板の変形量は何れも 20mm 以下と小さいことから、横浜ベイブリッジの主塔塔柱に生じる損傷は、損傷レベル I にあり、その損傷を許容できると判断した。

解析とプッシュオーバー解析の塔柱基部の曲げモーメントが等しい時の状態を、レベル 2 地震動によって主塔塔柱に生じる損傷状態とみなすと、その損傷状態は、図-付 2.10 のようになる。両図より、主塔としての最大耐力に対して動的解析結果は余裕を残していることと、塔柱と下部水平材に生じる板の変形量は何れも 20mm 以下と小さいことから、横浜ベイブリッジの主塔塔柱に生じる損傷は、損傷レベル I にあり、その損傷を許容できると判断した。

3) レイン ボーブリッジの主塔塔柱基部および主塔水平材に生じる損傷

横浜ベイブリッジと同様に、動的解析とプッシュオーバー解析の塔柱基部の曲げモーメントが等しい時の状態を、レベル 2 地震動によって主塔に生じる損傷状態とみなすと、その損傷状態は図-付 2.11 のようになる。両図より、主塔としての最大耐力と動的解析より得られる応答値の間に大きな差がないことと、その原因は塔頂水平材の損傷がかなり大きいことに起因していることがわかる。損傷が大きい断面の板の変形

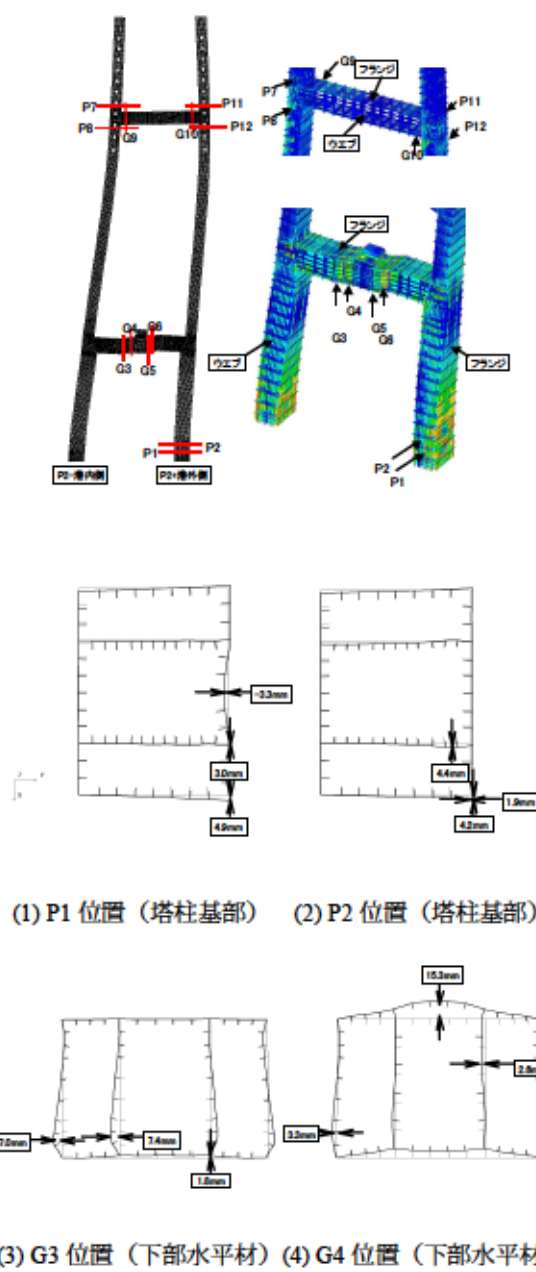


図-付 2.10 横浜ベイブリッジ主塔塔柱の損傷状況

量は、塔柱基部で 2.7mm、中間水平材と柱の接合部付近で 4.8mm と小さいことから、レインボーブリッジの主塔塔柱に生じる損傷は、損傷レベルⅠにあり、その損傷を許容できると判断した。

また、主塔の下部水平材は、塔頂水平材のようにフランジには大きな変形が生じていないため、横浜ベイブリッジの上部水平材と同様に、地震後の修復は可能な領域であり、損傷を許容できると評価した。

一方、塔頂水平材の中央部のウェブとフランジには 285mm というかなり大きな変形が生じている。ウェブパネルのせん断座屈パラメータ R_w は 0.89～0.94 である。レインボーブリッジ主塔の塔頂水平材の損傷は、ウェブだけでなくフランジにも生じているため、横浜ベイブリッジ主塔の上部水平材ほどに、後座屈強度やエネルギー吸収が期待できず、また損傷後の修復も難しいと考えられる。したがって、塔頂水平材はウェブパネルに補剛材を追加して補強することとした。

図-付2.12 は、塔頂水平材の補強効果を解析的に検討したものである。この補強後のウェブパネルのせん断座屈パラメータ R_w は 0.44～0.53 である。図より、塔頂水平材のウェブの板の変形量が図-付2.12 の(5)、(6)と比べて小さくなっていることがわかる。なお、詳細設計では架設時の補強材として設置されている縦リブの剛性を増加させる補強方法で同様の効果を確認して補強を行っている¹⁵⁾。

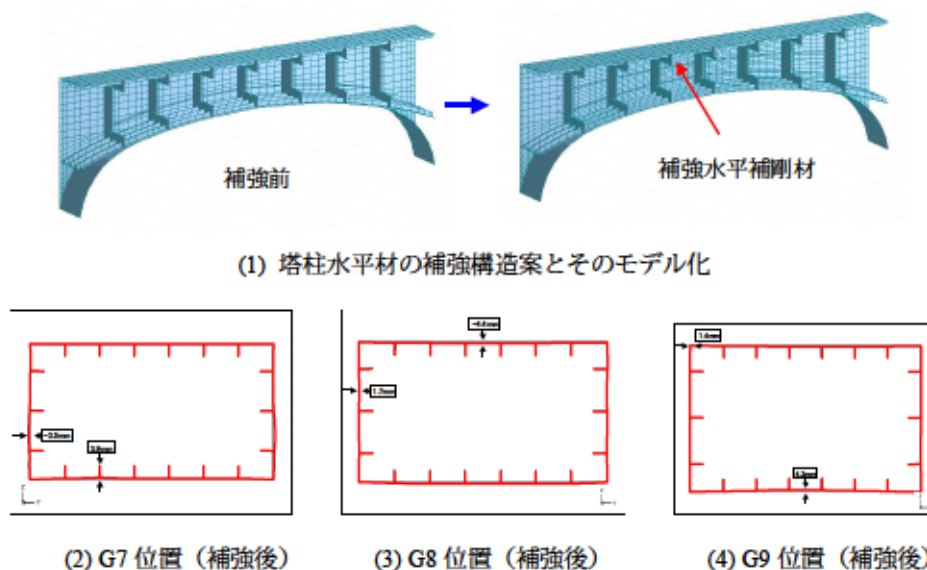


図-付 2.12 レインボーブリッジ主塔の塔頂水平材の補強効果の確認

(6) ま と め

長大吊形式橋梁の主塔は、耐力や非線形特性に関する実証的な研究が鋼製橋脚ほど十分でないため、塑性化した部材の損傷評価が難しい。動的解析モデルを用いて、どの部位に損傷が生じるか推定し、主塔上部水平材の損傷範囲を3次元シェル要素で既設構造に可能な限り忠実にモデル化した。そして、プッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法を検討し、動的解析結果とプッシュオーバー解析結果の整合性が検証された慣性力分布を用いてプッシュオーバー解析を行い、損傷が生じると予想された部材を構成する板の変形状態を求めた。

その結果、横浜ベイブリッジの下路床桁と主塔の上部水平材、およびレインボーブリッジの塔柱水平材の耐震補強を次のように行うこととした。

- 1) 横浜ベイブリッジの鋼製主塔の塔柱基部には、橋軸直角方向から作用するレベル2地震動のタイプⅡ地震によって降伏軸力の約35%、レインボーブリッジの鋼製主塔基部には46%という大きな圧縮軸力が生じるが、プッシュオーバー解析の結果、主塔基部に生じる板の変形量は何れも小さいことから、その損傷は許容できると結論付けた。
- 2) 横浜ベイブリッジの主塔の上部水平材は、梁モデルの動的解析結果では、梁と柱の

接合部付近に曲げによる大きな塑性変形が生じると予想されるが、プッシュオーバー解析の結果、ウェブにせん断座屈が生じて斜め張力場が形成され、後座屈強度やエネルギー吸収が期待できる。それにより、隣接する塔柱や水平材と柱の接合部の損傷が小さくなると予想されることから、その損傷を許容する。

- 3) レインボーブリッジ主塔の塔頂水平材の損傷は、ウェブだけでなくフランジにも生じているため、横浜ベイブリッジ主塔の上部水平材ほどに、後座屈強度やエネルギー吸収が期待できず、また損傷後の修復も難しいと考えられるため、塔頂水平材のウェブパネルに補剛材を追加して補強する。

付録 2 の参考文献

- 1) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)~(VIII), (総括編), 1997~1999.
- 2) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 技術展望・首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.1-20, 2005.
- 3) Okada, S., Ono, K., Nishimura, N., Tasaki, S. and Takahashi, M.: An experimental study for estimating seismic performance of steel members under high compressive axial force, Proceedings of the 5th Japan-Korea Joint Seminar on Bridge Maintenance, pp.141-148, 2004.
- 4) 小野潔, 橋本亮, 西村宣男, 山口栄輝: ファイバーモデルを用いた補剛矩形断面鋼部材の耐震性能照査法に関する一提案, 橋梁と基礎, Vol.41, No.6, pp.26-33, 2007.
- 5) 佐野泰如, 小池洋平, 大森邦雄: 複弦アーチリブの橋軸直角方向地震時耐荷力に関する検討, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.297-311, 2007.
- 6) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベイブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.1, pp.13-20, 2010.1.
- 7) 山本泰幹, 市川衡, 溝口孝夫, 矢部正明: 首都高速道路の長大吊構造系橋梁における主塔の耐震性能評価, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.205-212, 2007.
- 8) 阪神高速道路公団監修: 阪神高速道路震災から復旧まで 1995.1.17-1996.9.30 [写真集], (財)阪神高速道路管理技術センター, 1997.
- 9) 遠藤和男, 河藤千尋, 運上茂樹: 長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的検討, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, 2003.
- 10) 遠藤和男: 大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究, 大阪大学学位論文, 2007.7.
- 11) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993.
- 12) 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-176, 1994.
- 13) 小野潔: 鋼製橋脚の耐震性能評価手法に関する研究, 大阪大学学位論文, 2002.
- 14) 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235-244, 1999.
- 15) 梶原仁, 松原拓郎, 松田宏一, 山口真史, 小林一雄, 江野澤正義: レインボーブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.44, No.2, pp.17-22, 2010.

[付録 3] 補強後の動的解析応答値の確認

本研究による耐震性向上対策を実施したことによって、橋梁全体系として、レベル 2 地震時の挙動が変化していないか、別の部位で想定していなかった耐力超過や変位が生じていないか、耐震補強を動的解析モデルに反映して、3 橋の動的解析応答値を確認する^{1),2)}。

◇横浜ベイブリッジ

横浜ベイブリッジの耐震性向上対策は、耐力が不足する構造要素には補強を行うことで耐力を向上させ、損傷が回避できない構造要素に対しては落橋防止システムの向上をはかっている。補強部材を設置して耐力を向上させたのは端橋脚のみであり、他部位の対策箇所については落橋防止ブラケット等のフェールセーフ構造を設置している。図-付 3.1 に示す補強後の複合非線形動的解析モデルには、端橋脚の補強リブ等をファイバーモデルでモデル化する。

その結果、図-付 3.2 に示すように、端橋脚の補強によって、別の部位で想定していなかった耐力超過や落橋防止システムで想定した以上の変位は生じておらず、橋梁全体系としての挙動も変化していない。

◇レインボーブリッジ

レインボーブリッジの耐震性向上対策は、耐力が不足する構造要素には補強を実施することで耐力を向上させ、変位が過大となる構造要素には移動余裕量を確保させ、損傷が回避できない構造要素には落橋防止システムの向上をはかることとしている。

橋梁全体系の挙動に影響がありそうな補強は、橋軸直角方向のストッパー、橋軸方向の緩衝ゴムである。ストッパーは補強設計に用いた FEM モデルの $P-\delta$ 関係を用いてモデル化し、緩衝ゴムはエネルギー吸収性能を有する非線形ばねでモデル化して、図-付 3.3 に示す補強後の動的解析モデルに反映した¹⁾。

その結果、図-付 3.4 に示すように、補強を実施したことによって側塔の基部以外に応答値は大きくなっておらず、橋梁全体系としての挙動も変化していない。なお、側塔の基部は、補強設計において、主塔で検討したのと同様の方法にて側塔基部の損傷に着目したプッシュオーバー解析を行い、板の変形が大きい箇所に横リブを増設することによって、地震後に変形量が修復可能な程度に小さくなることを確認している²⁾。

◇鶴見つばさ橋

鶴見つばさ橋の耐震補強では、耐力が不足する構造要素には補強を実施することで耐力を向上させ、変位が過大となる構造要素には移動余裕量を確保させ、損傷が回避できない構造要素には落橋防止システムの向上をはかることとしている。橋梁全体系の挙動に影響する可能性がある補強は、主塔基部の SRC 構造部のせん断補強であったため、炭素繊維シート補強した主塔基部は、2次元非線形解析コード WCOMD を用いた解析で得られた非線形特性を図-付 3.5 に示す補強後の動的解析モデルに反映した¹⁾。

その結果、図-付 3.6 に示すように、補強を実施したことによって応答値は大きくなっておらず、橋梁全体系としての挙動も変化していない。

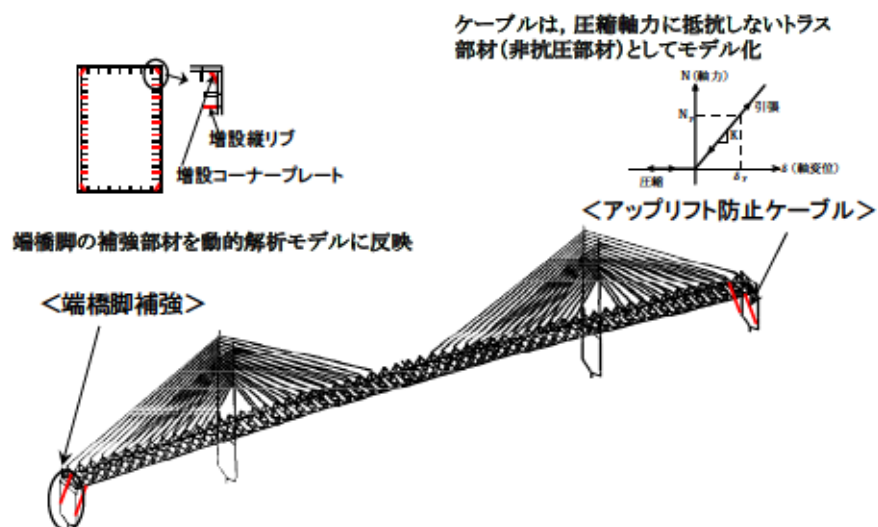


図-付 3.1 横浜ベイブリッジの補強後の動的解析モデル

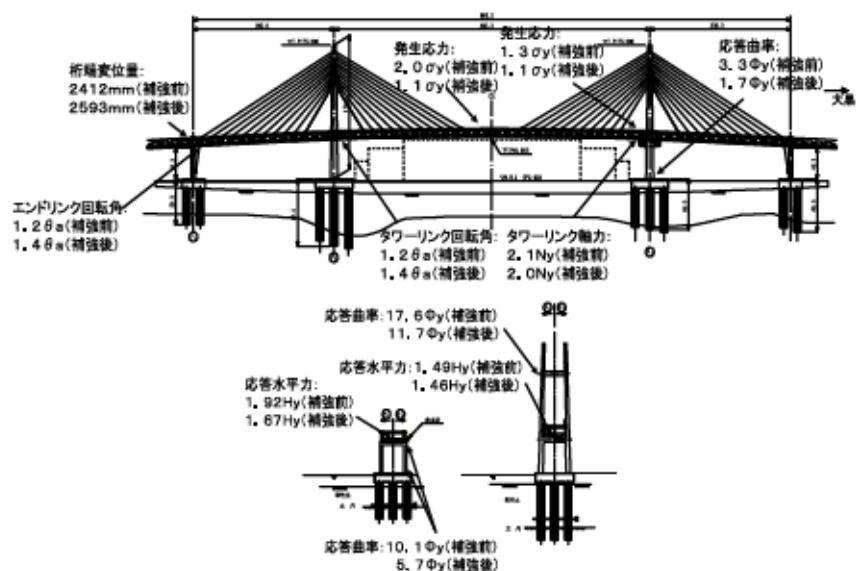
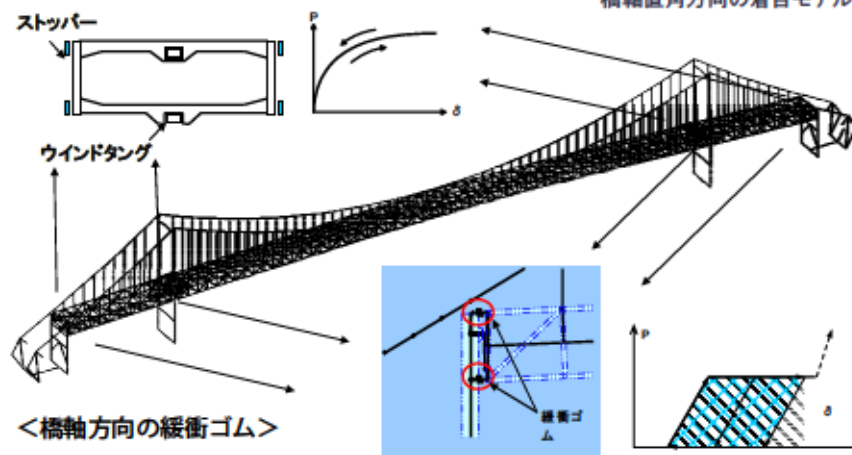


図-付 3.2 横浜ベイブリッジの補強前後の動的応答値の確認

<橋軸直角方向のストッパー>

ストッパーは、FEM解析にて非線形特性を求め動的解析に反映

橋軸直角方向の着目モデル



<橋軸方向の緩衝ゴム>

衝突部の緩衝ゴムは、エネルギー吸収性能を有する非線形ばねでモデル化

図-付 3.3 レインボーブリッジの補強後の動的解析モデル

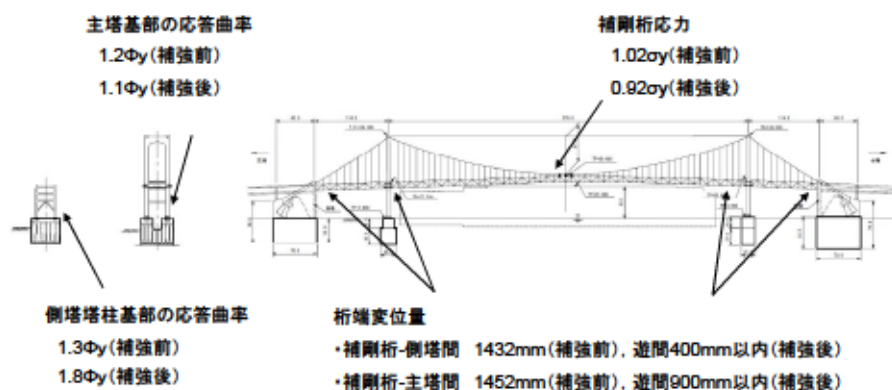


図-付 3.4 レインボーブリッジの補強前後の動的応答値の確認

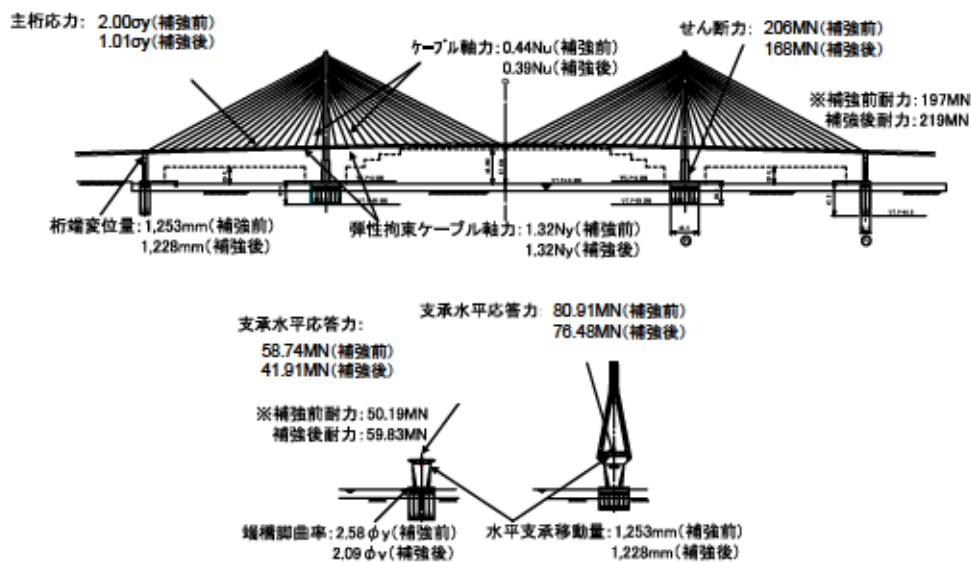
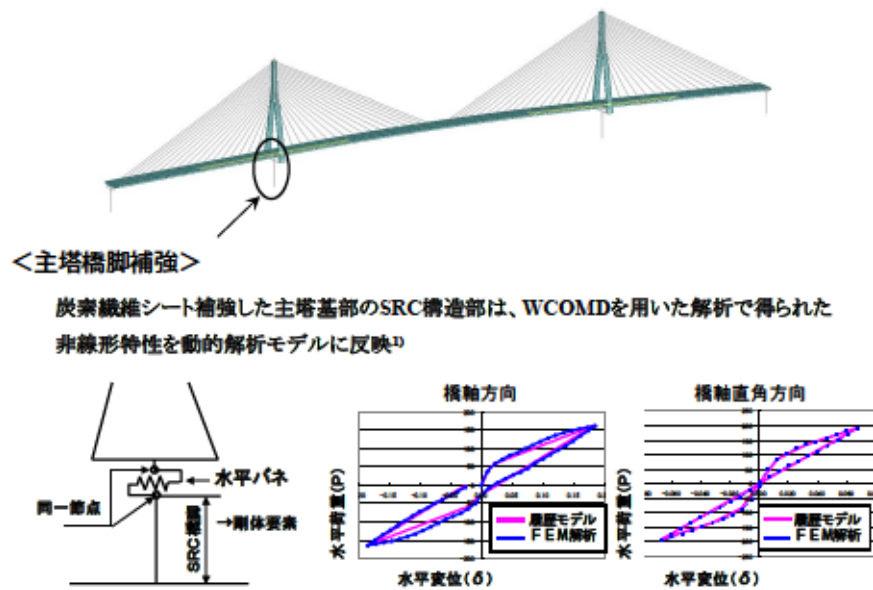


図-付 3.6 鶴見つばさ橋の補強前後の動的応答値の確認

付録 3 の参考文献

- 1) 首都高速道路株式会社，財団法人首都高速道路技術センター：首都高速道路の橋梁に関する調査研究（平成 16・17・18 年度）報告書，2007.
- 2) 首都高速道路株式会社，財団法人首都高速道路技術センター：首都高速道路の橋梁に関する調査研究（平成 19 年度）報告書，2008

謝辞

本論文をまとめるにあたり、公務が多忙の中、横浜国立大学教授 勝地弘先生には、論文審査の主査として、終始、懇切丁寧なご指導を賜りました。横浜国立大学先端科学高等研究院上席特別教授（東京大学名誉教授）藤野先生には、首都高速道路の橋梁に関する調査研究委員会の委員長以来、終始、高い視座からご指導をいただくとともに、また本論文の審査もお引き受けいただきました。ここに厚くお礼を申し上げます。長岡技術科学大学名誉教授 長井正嗣先生には、学位取得にあたり親身に相談に乗っていただき、本論文の審査をお引き受けいただくとともに、論文作成の過程においても、橋梁設計の見地からの的確なご指導を賜り、厚くお礼申し上げます。同じく審査をお引き受けいただきました横浜国立大学教授 山田均先生、横浜国立大学教授 椿龍哉先生、横浜国立大学准教授西尾真由子先生には、論文審査の段階で、多くの有意義なご助言、ご指導を賜り、論文の改善に大きく役立ちました。素晴らしい先生方に論文を審査していただき、本論文を完成することが出来たことに感謝の気持ちで一杯です。

本論文の研究のひとつひとは、首都高速道路の長大吊形式橋梁の耐震補強プロジェクトにおいて、難しい技術課題を解決していく中で形成されたものであり、首都高速道路の橋梁に関する調査研究委員会の委員の方々のご指導に、深く感謝いたします。とくにプッシュオーバー解析に用いる地震荷重の作用方法は、名古屋工業大学名誉教授 後藤芳顕先生に有益なご助言、ご指導を賜りました。

本研究成果は、首都高速道路株式会社の多くの先輩、同僚の支援があって成しえたものと思います。ご指導ご鞭撻を賜りました、恵谷舜吾博士、小森和男氏、長谷川和夫氏、小田桐直幸氏、小笠原政文博士、半野久光氏、伊東昇氏をはじめとする皆様に、深く感謝いたします。また、上司の遠山雄一氏、寺山徹氏には、本論文を取り纏めるにあたり、ご理解と励ましをいただきました。また、矢部正明博士には、膨大な解析も含めて本耐震補強プロジェクトにご尽力を賜り、改めてお礼申し上げます。

研究の背骨になった横浜ベイブリッジの鋼上部構造の耐震性能照査の論文が、土木学会の田中賞(論文部門)を2012年に授かってから、これを学位論文に昇華させる過程は、深い山を登るとピークの先にまたさらに高いピークが現れるのと、似たようなことが幾度もありました。橋梁と耐震の分野の諸先輩が積み重ねたものに感服しつつ、勉強と研究を続け、学位論文が纏まるまで5年余りの年月がかかりました。この間にこれらの分野の遺産から最近までの知見を取り込んで、より深みのあるものに取り纏めることが出来たとしたら、ひとつひとつの要素技術を統合化して耐震性能照査手法として昇華させるのに必要な時間と過程であったと、今になると思えます。

筆者がこのような研究の機会に恵まれましたのは、学生の頃より、応用力学の基礎から研究姿勢に至るまで公私にわたり、厳しくまた暖かくご指導いただいた、名古屋工業大学名誉教授長谷部宣男先生、中村卓二先生のお陰だと思います。これまでのご指導に改めて感謝いたします。

最後に、故郷の両親と、一番苦勞をかけてそして常に励ましをくれた妻の麻子にも感謝したいと思います。

2017 年 9 月

